APUNTES DE ESTRUCTURAS METALICAS

Objetivo: que el alumno aprenda a diseñar estructuras simples y sus elementos en perfiles y secciones armadas de acero, de acuerdo al AISC, RCDF-87 y sus NTC-Estructuras de acero.

PRIMEROS USOS DEL HIERRO Y DEL ACERO

Hierro: elemento químico natural y metálico de gran resistencia mecánica (Fe).

3000 a. C. Se emplean ya utensilios tales como herramientas y adornos hechos de "acero" en el antiguo Egipto. Se encuentran dagas y brazaletes de hierro en la pirámide de Keops con más de 5000 años de antigüedad.

1000 a. C. Inicio de la edad del hierro, primeros indicios en su fabricación se cree que un incendio forestal en el monte Ide de la antigua Troya (actual Turquía) fundió depósitos ferrosos produciendo hierro. Otros creen que se comenzó a emplear a partir de fragmentos de meteoritos donde el hierro aparece en aleación con Níquel.

490 a. C. Batalla de Maratón Grecia. Los atenienses vencen con sus armas de hierro a los persas, que aún emplean el bronce, con un balance de 6400 contra 192 muertos.

Acero: aleación de hierro (99 %) y carbono (1 %) y de otros elementos de la más alta resistencia mecánica.

1000 a. C. Se cree que el primer acero se fabrico por accidente al calentar hierro con carbón vegetal siendo este último absorbido por la capa exterior de hierro que al ser martillado produjo una capa endurecida de acero. De esta forma se llevó a cabo la fabricación de armas tales como las espadas de Toledo y

1779 d. C. Se construye el puente Coalbrokedale de30 m de claro, sobre el río sueon en Shropshire. Se dice que este puente cambia la historia de la revolución industrial, al introducir el hierro como material estructural, siendo el hierro 4 veces más resistente que la piedra y 30 veces más que la madera.

1819 se fabrican los primeros ángulos laminados de hierro en E.U.A.

1840 el hiero dulce más maleable, comienza a desplazar al hierro fundido en el laminado de perfiles.

1848 Willian Kelly fabrica acero con el proceso Bessenor en E.U.A.

1855 Henry Bessenor consigue una patente inglesa para la fabricación de acero en grandes cantidades Kelly y Bessenor observan que un chorro de aire a través del hierro fundido quema las impurezas del metal, pero también eliminaba el carbono y magnesio.

1870 con el proceso Bessenor se fabrican grandes cantidades de acero al bajo carbono.

1884 se terminan las primeras vigas IE (I estándar) de acero en E.U.A. La primera estructura reticular el edificio de la Home Insurance Company de Chicago, Ill. Es montada.

William Le Baron Jerry diseña el primer "rascacielos" (10 niveles) con columnas de acero recubiertas de ladrillo. Las vigas de los seis pisos inferiores se fabrican en hierro forjado, mientras que las de los pisos restantes se fabrican en acero.

1889 se construye la torre Eiffel de París, con 300m de altura, en hierro forjado, comienza el uso de elevadores para pasajeros operando mecánicamente.

FABRICACIÓN DEL ACERO

La materia prima para la fabricación del acero es el mineral de hierro, coque y caliza.

Mineral de hierro: tiene un color rojizo debido al óxido de fierro.

Coque: es el producto de la combustión del carbón mineral (grafito) es ligero, gris y lustroso.

Para convertir el coque en carbón mineral se emplean baterizo de hierro donde el carbón se coloca eliminándole el gas y alquitran, después es enfriado, secado y cribado para enviarlo a los altos hornos (Coah.).

Piedra caliza: es carbonato de calcio de gran pureza que se emplea en la fundición de acero para eliminar sus impurezas (Nuevo León).

El primer producto de la fusión del hierro y el coque se conoce como arrabio, el cual se obtiene aproximadamente a los 1650 ^{0} C.

Una vez en el alto horno, los tres componentes se funden a los 1650 ^{0} C, que aviva el fuego y quema el coque, produciendo monóxido de carbono el cual produce más calor y extrae el oxígeno, del mineral de hierro dejándolo puro. La alta temperatura funde también la caliza, que siendo menos densa flota en el crisol combinándose con las impurezas sólidas del mineral formando la escoria, misma que se extrae diez minutos antes de cada colada.

Para obtener una tonelada de arrabio, se requieren aproximadamente las siguientes cantidades de materia prima:

- 1600 Kg de mineral de hierro.
- 700 Kg de coque.
- 200 Kg de piedra caliza.
- 4000 Kg de aire inyectado gradualmente.

Los hornos de hoyo abierto se cargan con las cantidades indicadas, mismo que se introducen con algo de chatarra para reciclarlo mediante grúas mecánicas.

Además se agregan 200 toneladas de arrabio líquido para completar la carga. Dentro del horno, la carga formada por 1/3 parte de chatarra y 2/3 partes de arrabio. Se refina por calor producido al quemar gas natural o aceite diesel y alcanzar temperaturas mayores a los 1650 ^{0} C.

Durante 10 horas se mantiene la mezcla en ebullición eliminando las impurezas y produciendo así acero. Algunos otros elementos como silicio, manganeso, carbono, etc., son controlados en la proporción requerida para el acero a producir.

La caliza fundida aglutina las impurezas de la carga retirándola de acero líquido y formando la escoria que flota en la superficie. Mientras tanto se realizan pruebas para verificar la calidad del acero.

Cuando la colada alcanza las especificaciones y condiciones requeridas se agregan "ferroligas" (substancias para hacer aleaciones con el hierro y dar propiedades especiales).

Después de alcanzar las condiciones de salida, la colada se "pica" con un explosivo detonado eléctricamente, permitiendo la salida del acero fundido para recubrirse en ollas de 275 toneladas c/u de donde se vacía a los lingotes de 9 a 20 toneladas.

Laminación.

La laminación del lingote inicia con un molino desbastador, el lingote de acero calentado a 1330 ^{0} C se hace pasar entre dos enormes rodillos arrancados por motores de 3500 H.P. convirtiéndolo en lupias de sección cuadrada o en planchones de sección rectangular. Ambos son la materia prima para obtener placa laminada, perfiles laminados, rieles, varilla corrugada, alambrón, etc.

Laminado en caliente:

Es el proceso más común de laminado y consiste en calentar la lupia (o planchón) a una temperatura que permita el comportamiento plástico del material para así extruirlo en los "castillos" de laminado y obtener las secciones laminadas deseadas.

Laminado en frío

Es un proceso que permite obtener secciones con un punto de fluencia más elevado, al extruir el material a temperatura completamente más baja que la del laminado en caliente.

VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

VENTAJAS
Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.

Homogeneidad: las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.

Elasticidad: el acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.

Precisión dimensional: los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.

Ductilidad: el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.

Tenacidad: el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).

Facilidad de unión con otros miembros: el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.

Rapidez de montaje: la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.

Disponibilidad de secciones y tamaños: el acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.

Costo de recuperación: las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.

Reciclable: el acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.

Permite ampliaciones fácilmente: el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.

Se pueden prefabricar estructuras: el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

DESVENTAJAS DEL ACERO

Corrosión: el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidálicos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.

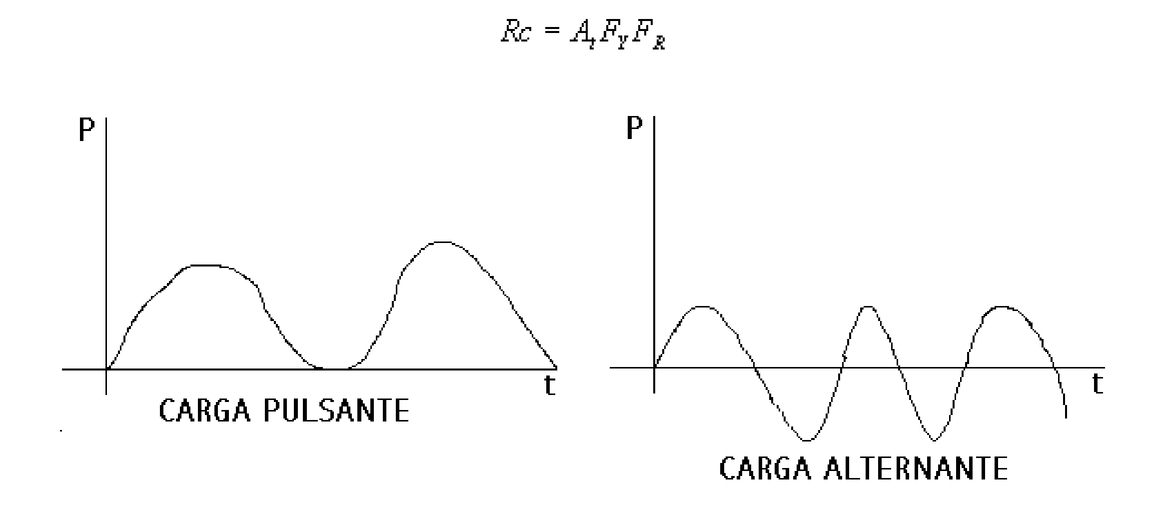
Calor, fuego: en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, etc.

Pandeo elástico: debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicos las columnas de acero.

Fatiga: la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).

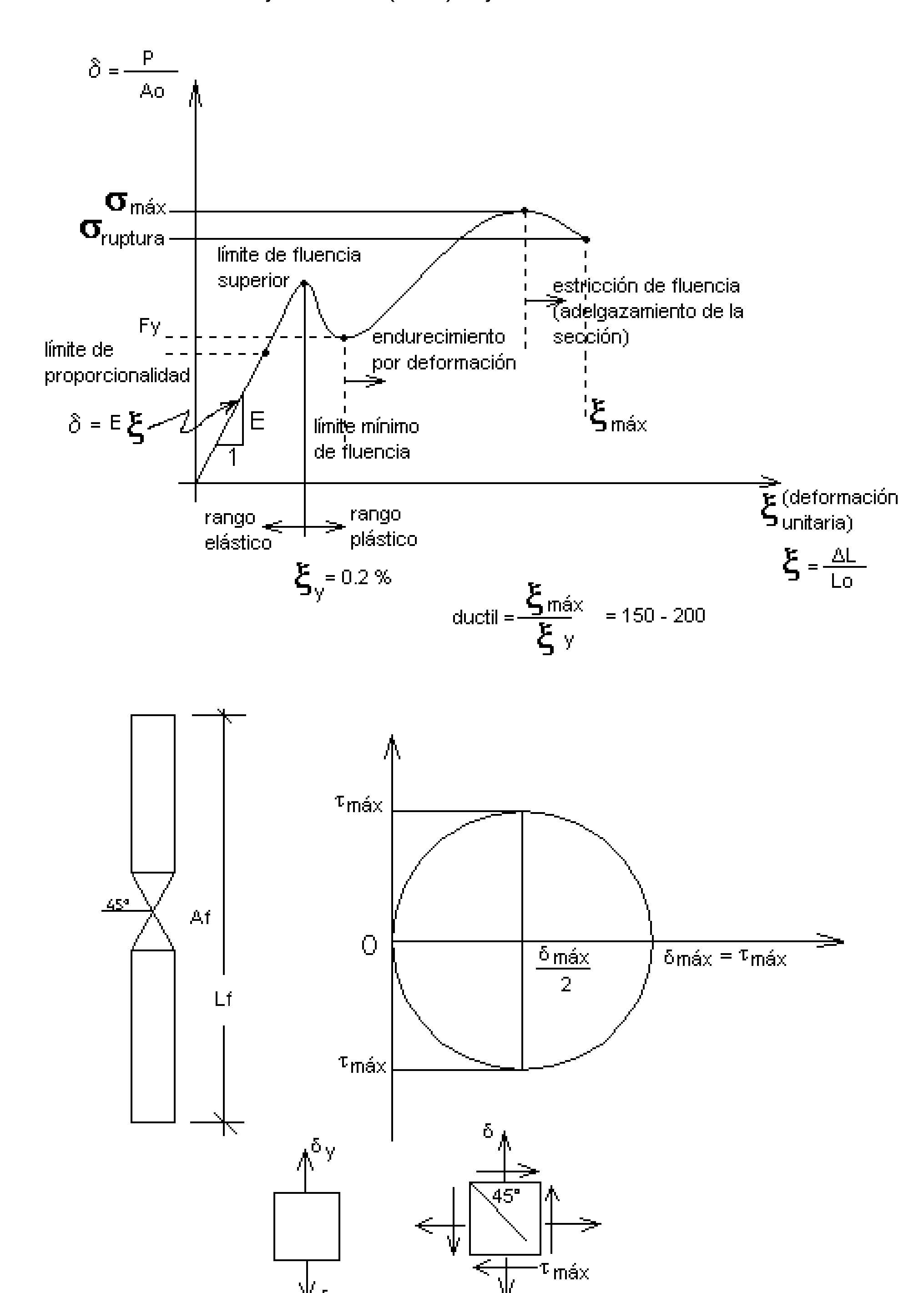
Resistencia de plastificación solamente para columnas cortas.

$$Rc = A_t F_Y F_R$$



RELACION ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO

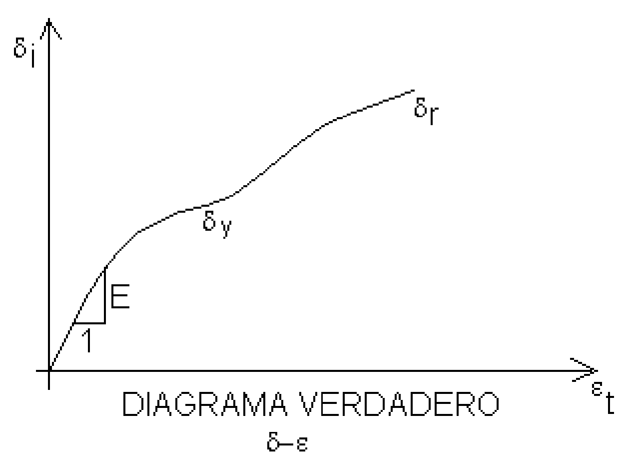
Sea una barra de acero al bajo carbono (A-36) sujeta a tensión con sección circular.



Todos los elementos de distintos materiales a nivel molecular fallan a cortante.

Sí graficamos para cada valor de esfuerzo alcanzando

Su deformación unitaria real $\varepsilon = \frac{\Delta L_i}{L_i}$



Obtenemos

$$\varepsilon_t = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta L_i}{L_i} = \frac{lim}{n \rightarrow \infty} \sum \frac{\Delta L_i}{L_i} = \int_{L_o}^{L_i} \frac{dL}{L} = \ln\ L \Big|_{L_o}^{L_i} = \ln(L_i) - \ln(L_0) = \ln(\frac{L_i}{L_o})$$

$$Bn = B - \sum_{i=1}^{n} di$$

Aceros Estructurales

(De acuerdo a la American Society of Testing Materials ASMT)

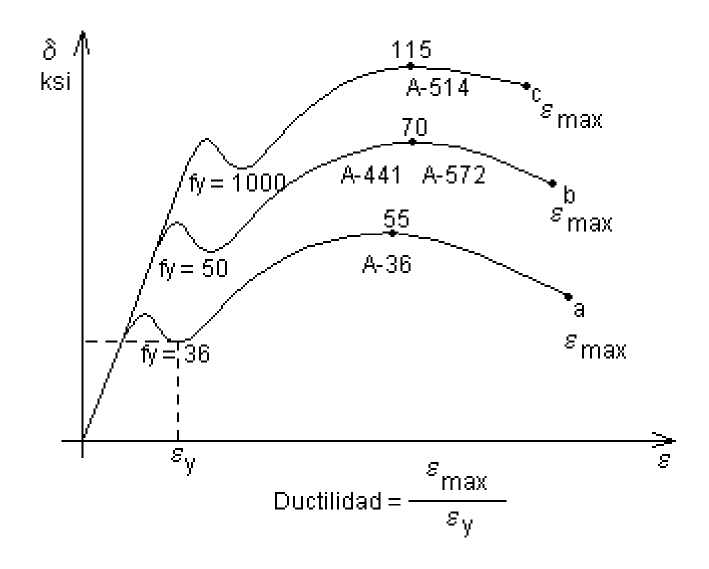
- o Aceros generales (A-36)
- o Aceros estructurales de carbono (A-529)
- o -b.1 Bajo contenido de carbono (<0.15 %)
- o -b.2 Dulce al carbono (0.15 – 0.29 %)
- o -b.3 Medio al carbono (0.30 – 0.59 %)
- o -b.4 Alto contenido de carbono (0.6 – 1.7 %)
- o Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (Mo, V y Cr), (A-441 y A-572) aleación al 5 %.
- o Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación, resistentes a la corrosión atmosférica (A-242, A-588).
- o Acero templado y revenido (A-514).

Designación ASTM	Acero	Formas	Usos	Fy min Ksi	Fumin tensión ksi
A-36 NOM B-254	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios estructurales en gral. Atornillados, remachados y soldados	36 e < 8" 32 e > 8"	58 – 80
A-529 NOM B-99	Al carbono	Perfiles y placas e< ½"	Igual al A-36	42	60-85
A-441	Al magneso,	Perfiles, placas y	Igual al A-36	40-50	60-70

NOM B-284	vanadio de alta resistencia y baja aleación	barras e < 8"	Tanques		
A-572 NOM B	Alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras e< 6"	Construcciones atornilladas, remaches. No en puentes soldados cuando Fy> 55 ksi	42-65	60-80
A-242 NOM B-282	Alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras e< 4"	Construcciones soldadas, atornillada, técnica especial de soldadura	42-50	63-70
A-514	Templados y revenidos	Placas e< 4"	Construcciones soldada especialmente. No se usa si se requiere gran ductilidad	90-100	100-150

A-53 NOM B-177	Tubo de acero con o sin costura negros y galvanizados por inmersión en caliente.
A-500 NOM B-199	Tubo de acero para usos estructurales formados en frío con o sin costura de sección circular y otras formas.
A-501 NOM B-200	Tubo de acero al carbono con o sin costura formado en caliente para uso estructural.
A-606 NOM B-277	Lámina de acero de baja aleación y alta resistencia. Laminada en caliente o en frío, resistente a la corrosión.
A-570 NOM B-347	Lámina de acero al carbono laminada en caliente para uso estructural.
A-27 NOM B-353	Piezas coladas de acero de alta resistencia.
A-668	Forjados de acero al carbono y de aleación para uso industrial general.

A más resistencia de acero menor soldabilidad y más frágil, debido a su alto contenido de carbono.



PROYECTO ESTRUCTURAL

Objetivo del proyectista estructural

El proyectista debe aprender a distribuir y a proporcionar las partes de las estructuras de manera que tengan suficiente resistencia, su montaje sea practico y sean económicas.

Seguridad	Las estructuras no solo deben soportar las cargas impuestas (edo. límite de falla),sino que además las deflexiones y vibraciones resultantes, no sean excesivas alarmando a los ocupantes, o provoquen agrietamientos (edo límite de servicio)
Costo	El proyectista debe siempre procurar abatir los costos de construcción sin reducir la resistencia, algunas ideas que permiten hacerlo son usando secciones estándar haciendo detallado simple de conexiones y previendo un mantenimiento sencillo.
Factibilidad	Las estructuras diseñadas deben fabricarse y montarse sin problemas, por lo que el proyectista debe adecuarse al equipo e instalaciones disponibles debiendo aprender como se realiza la fabricación y el montaje de las estructuras para poder detallarlas adecuadamente, debiendo aprender tolerancias de montaje, dimensiones máximas de transporte, especificaciones sobre instalaciones; de tal manera que el proyectista se sienta capaz de fabricar y montar la estructura que esta diseñando.

Especificaciones Y Códigos De Construcción

Las especificaciones de diseño de estructuras no se han desarrollado para restringir al ingeniero sino para proteger al usuario de estas. No todo se encuentra en los reglamentos así que sin impactar los códigos o especificaciones empleados, la responsabilidad final de la estructura (seguridad) recae en el ingeniero estructural.

Cargas

Una de las tareas más importantes del proyectista es determinar de la manera más precisa posible el valor de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil, así como su posición y también determinar las combinaciones más desfavorables que de acuerdo a los reglamentos pueda presentarse.

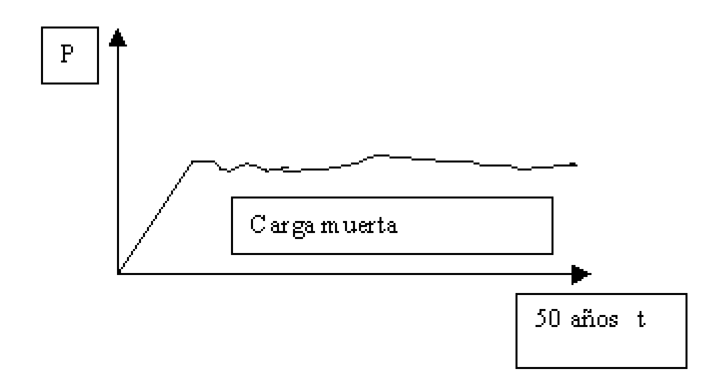
TIPOS DE CARGAS

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas accidentales

CARGAS MUERTAS

Son aquellas cuya magnitud y posición, permanecen prácticamente constantes durante la vida útil de la estructura.

- Peso propio.
- Instalaciones.
- Empujes de rellenos definitivos.
  Cargas debidas a deformaciones permanentes.



CARGAS VIVAS

Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.

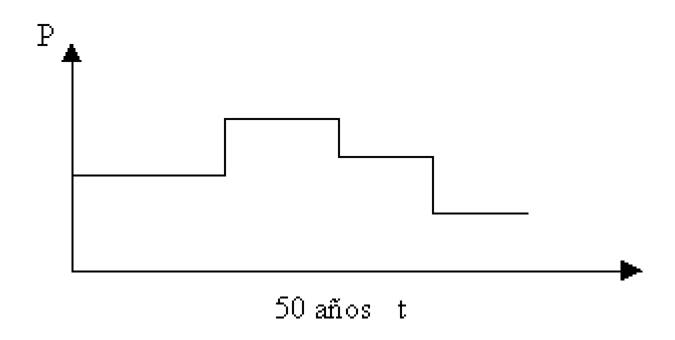
- Personal.
- Mobiliario.
- Empujes de cargas de almacenes.

Estas cargas se especifican como uniformemente repartidas por unidad de área en el ANSI y otros códigos como el RCDF-87 título 6.

Cargas vivas máximas para diseño por carga gravitacional (combinación común).

Cargas vivas medias para diseño por estado límite de servicio.

Cargas vivas instantáneas para diseño por combinación accidental.



La vida útil de una estructura es de aproximadamente 50 años.

Cargas vivas de impacto (de acuerdo al IMCA) Instituto Mexicano de la Construcción en Acero.

Incremento de carga	
Soportes de elevadores	100 %
Soportes de maquinaria ligera impulsada por motores eléctricos	20 %
Soportes de maquinaria con movimiento alternativo o impulsada con motores de combustión	50 %
Tirantes que soporten pisos y balcones	33 %

Cargas vivas para estructuras especiales:

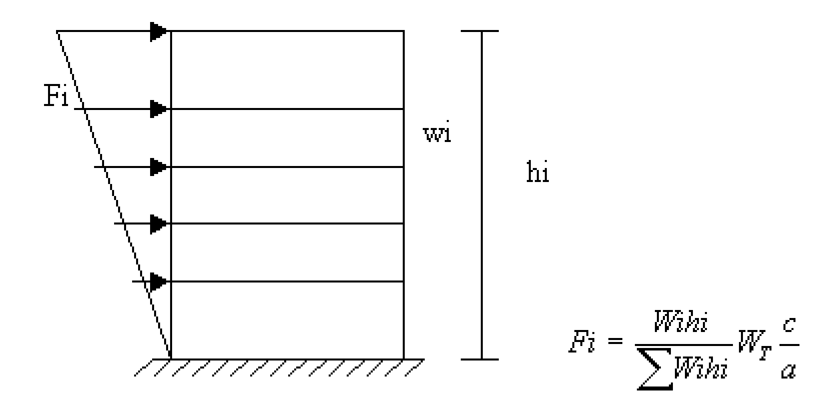
- Para puentes de FFCC las normas de la American Ralway Engineering Association (AREA).
- Para puentes carreteros las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- Para edificios el Unifor Building Code (UBC):

CARGAS ACCIDENTALES:

VIENTO: Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones. En las NTC-Viento del RCDF-87 se especifica el cálculo de estas presiones de acuerdo a las características de la estructura.

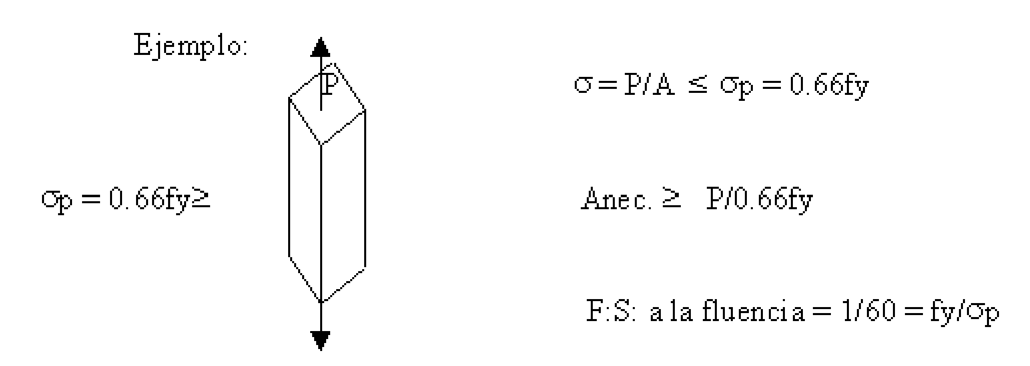
En general ni se especifican normas de diseño para el efecto de huracanes o tornados, debido a que se considera incosteable el diseño contra estos efectos; sin embargo, se sabe que el detallado cuidadoso del refuerzo, y la unión de refuerzos en los sistemas de piso con muros mejora notablemente su comportamiento.

SISMO: Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

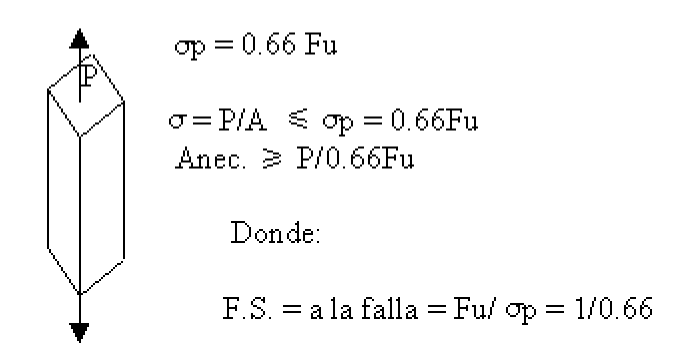


METODOS DE DISEÑO:

En un principio, las estructuras se diseñaron empleando esfuerzos permisibles o de trabajo, que limitaban el esfuerzo normal o tangencial de una pieza o una fracción del esfuerzo de fluencia del material, razón por la cual se le denomina comúnmente "diseño elástico" aunque es más correcto el termino: "diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo".



Cabe señalar que si se aprovecha la resistencia del material más allá de su punto de fluencia (como es el caso del acero) y se defina el esfuerzo permisible en función del esfuerzo de falla se estará diseñando plásticamente, por lo cual es impropio el término de diseño elástico.



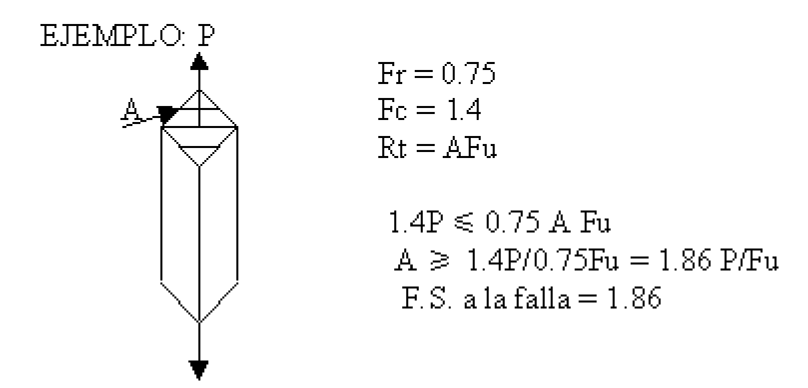
DISEÑO PLASTICO:

Actualmente las estructura se diseñan teniendo en cuenta separadamente las cargas P que se multiplican por un factor de carga Fc > 1 que amplifica las cargas, y por otro lado la resistencia del elemento se obtiene nominalmente considerando su capacidad última de falla (Rn) para

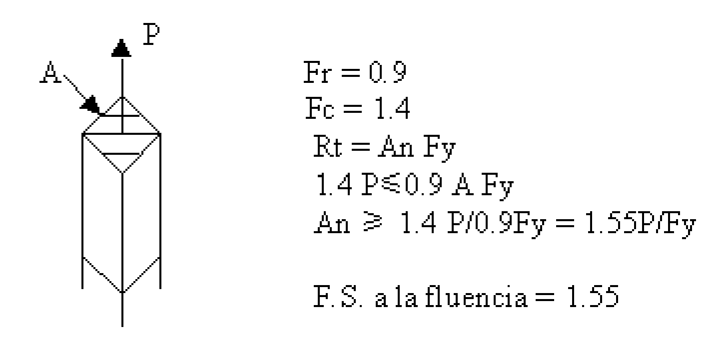
conseguir secciones económicas , se reduce con factores de resistencia Fr < 1; de tal manera que la ecuación básica de diseño resulta:

FcP < FrRn

De donde: F.S. a la falla = Fc > 1/ Fr < 1 >> 1



Sin embargo, este diseño denominado comúnmente "plástico" debería llamarse "diseño por factores de carga y resistencia", pues si en lugar de elegir la resistencia a la ruptura (Fu) tomamos el esfuerzo de fluencia (Fy) obtenemos un diseño elástico



El método LRFD y el de las NTC-Metálicas siguen este método para el diseño por estados límites de falla; es decir, el diseño para elementos mecánicos y/o esfuerzos que aseguran la resistencia mecánica del elemento estructural ante el colapso.

Mientras que el diseño por estado límite de servicio incluye la revisión por deflexiones, vibraciones y demás efectos en las estructuras para que no afecten su buen funcionamiento.

FACTORES DE CARGA:

Los factores de carga incrementan sus magnitudes para tomar en cuenta las incertidumbres para estimar sus valores:

REGLAMENTO LRFD	COMBINACIONES MAS FRECUENTES
Carga muerta = D	U = 1.4 D
Carga viva = L	U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr ó S ó R)
Carga viva en techo = Lr	U = 1.2 D +1.6 (Lr ó S ó R)

Carga viento = W	U = 1.2 D +1.3 W + 0.5 L +0.5 (Lr ó S ó R)
Carga por sismo = E	U = 1.2 D + 1.5 E + (0.5L ó 0.2S)
Carga de nieve = S	U = 0.9 D – (1.3 W ó 1.5 E)
Carga de lluvia = R	
Carga última total = U	

Carga muerta = CM	*1.4 CMmáx ó 1.5 CMmáx
Carga viva = CV	*1.4 (CMmáx + CVmáx) ó1.5(CMmáx + Cvmáx)
Carga por viento = V	**1.1 (CMmed. + CVinst. + S en una dirección ó V)
Carga sísmica = S	***0.9 (CMmin + CVmin) + 1.1 (S en una dirección o V
	****1.0 (CMmed. + CVmed)

* Combinaciones comunes.
** Combinaciones accidentales.
*** Caso de volteo.
**** Revisión por estado límite de servicio

FACTORES DE RESISTENCIA:

Para estimar con precisión la resistencia última de un elemento estructural se deben tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene en las hipótesis de diseño, resistencia de materiales, dimensiones de cada sección, mano de obra, aproximación de los análisis, etc.

REGLAMENTO LRFD

Factores de resistencia:

- Aplastamiento en zonas de pernos, fluencia del alma bajo cargas

concentradas, cortante en tornillos o en juntas tipo fricción.

  - Vigas sometidas a flexión y cortante, soldaduras tipo filete con esfuerzos

permisibles paralelos a su eje.

  - Columnas, aplastamiento del alma, aplastamiento en agujeros.

0.80 Cortante en el área efectiva de soldaduras de penetración parcial.

  - Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura de la sección

neta de miembros a tensión

  - Aplastamiento en tornillos (diferentes al tipo A-307)

- Aplastamiento en tornillos A-307.

Aplastamiento en cimentaciones de concreto.

REGLAMENTO NTC- DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS (MEXICO):

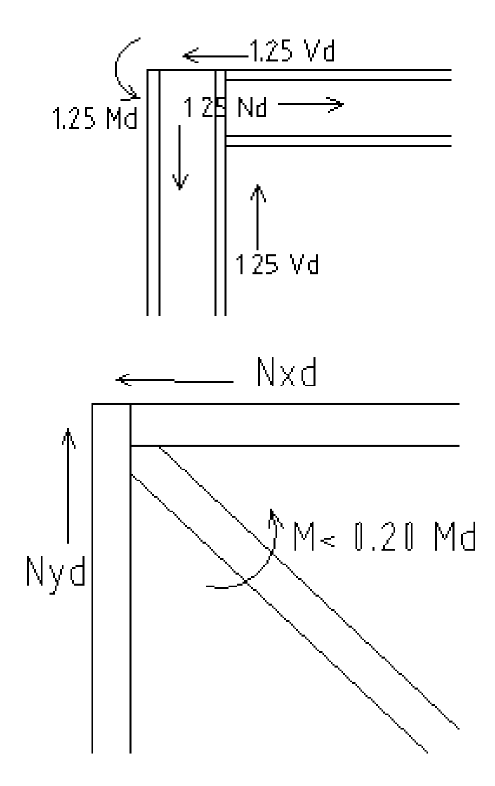
Fr	CASO
0.9	Resistencia a tensión para estado límite de flujo plástico en la sección total, resistencia a flexión y cortante en vigas, determinación de cargas críticas, tensión o compresión paralela al eje de soldaduras tipo filete y de penetración parcial.
0.80	Tensión normal al área efectiva en soldaduras de penetración parcial cortante en el área efectiva en soldaduras de penetración completa.
0.75	Resistencia a tensión por estado límite de fractura en la sección neta, resistencia a compresión para estado límite de pandeo local en secciones tipo 4, cortante en el área efectiva en soldaduras de filete, cortante paralela al eje de la soldadura de penetración parcial, resistencia a tensión de tornillos.
0.70	Resistencia a compresión de columnas de sección transversal circular hueca tipo 4.
0.60	Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento.

REGLAMENTO NTC – METALICAS (MEXICO):

GENERALIDADES :

Tipos de estructura:

- **TIPO 1.-** Comúnmente designados marcos rígidos o estructuras continuas, los miembros que las componen están unidas por conexiones rígidas (nodos rígidos). Tales conexiones deben ser capaces de transmitir cuando menos 1.25 veces el momento y fuerzas normales y cortantes de diseño de cada uno de los miembros que une la conexión.



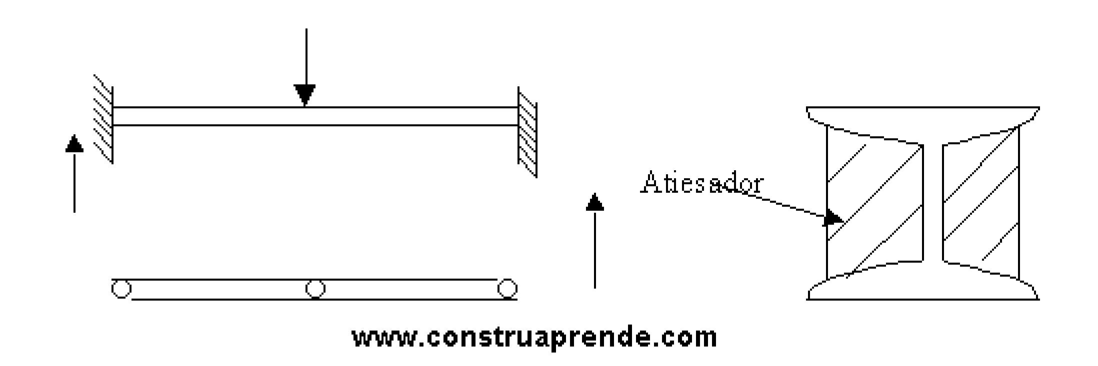
- **TIPO 2.-** Comúnmente designados armaduras, unidas con conexiones que permiten rotaciones relativas, siendo capaces de transmitir el 100% de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20% de los momentos resistentes de diseño de los miembros que une la conexión.

Las estructuras tipo 1, se pueden analizar por los métodos elásticos o plásticos para este último deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- Fy < 0.8 Fu
- La gráfica esfuerzo - deformacion debe presentar la siguiente características:

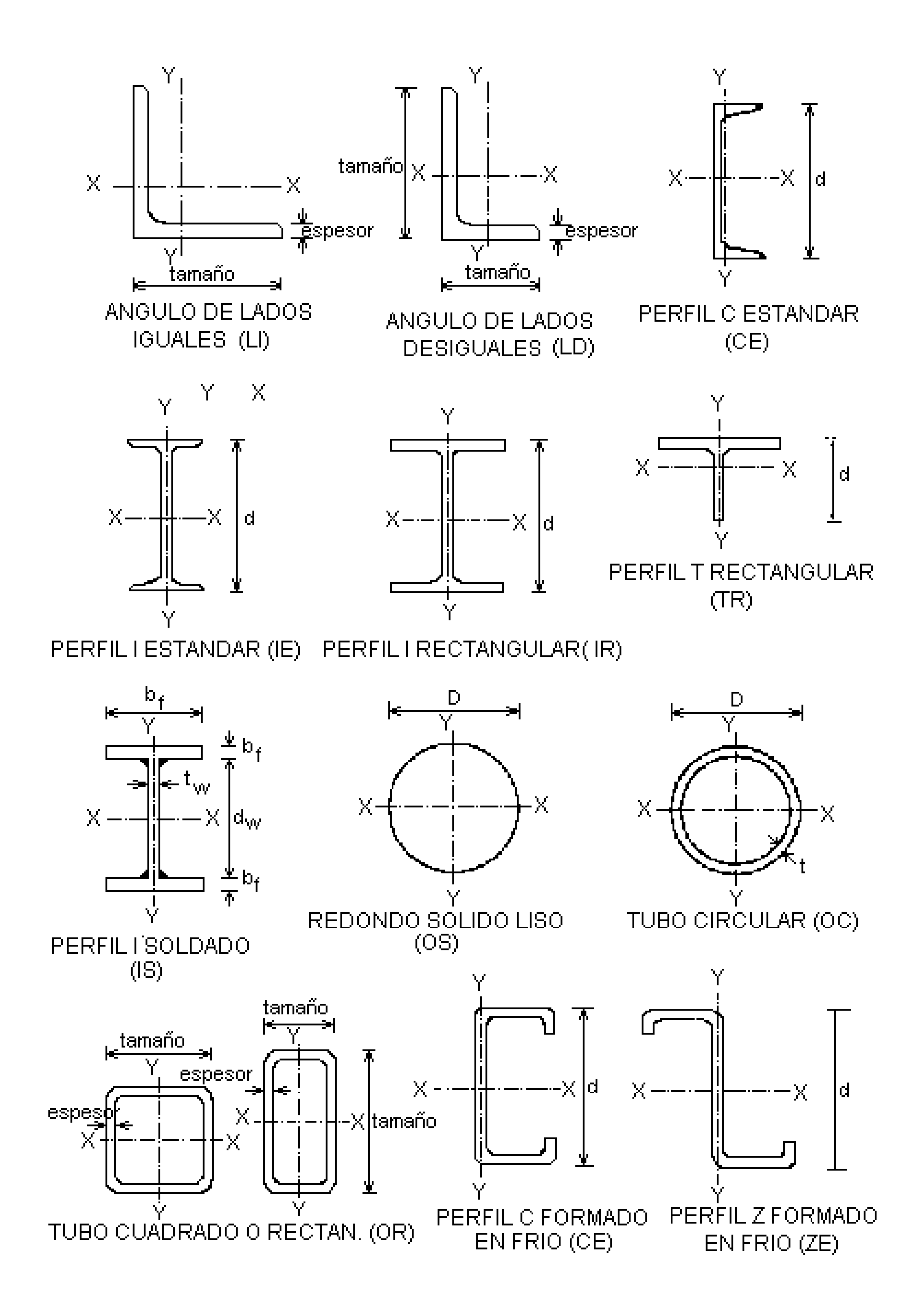
- las secciones de los miembros que forman la estructura sean todas tipo 1 (secciones compactas).
- Los miembros estén contraventeados lateralmente.

- Se usa doble atiesador en almas donde se formen articulaciones plásticas en la sección donde hay cargas concentradas.



- No se aplican cargas que produzcan falla por fatiga ni halla fallas de tipo frágil .

I.6.- SECCIONES DE PERFILES LAMINADOS:



NTC ESTRUCTURAS METALICAS

PROPIEDADES GEOMETRICAS:

Areas de secciones transversales de los miembros:

· Area total (At) es el área completa de la sección transversal $At = \sum_{i=1}^{n} Ai$

· Area neta (An) es el área que se obtiene de la suma de las dos del grueso de cada elemento de la sección por su ancho neto: $An = Bn_1(e_2) + Bn_2(e_2) + Bn_3(e_3)$

a) Barras a tensión: $Bn = B - (d + 0.15)cm$

Barras a cortante. $Bn = B - d$

b) Para vigas agujeradas en una normal al eje de la pieza:

$$Bn = B - \sum_{i=1}^{n} di$$

n = número de orificios.

c) varios agujeros que están en diagonal o zigzag respecto al eje del miembro debe determinarse la trayectoria del menor ancho neto:

$$Bn = B - \sum_{i=1}^{m} di + \sum_{j=1}^{m} \frac{s^2}{4g}$$

n = número de orificios en la trayectoria de falla considerada.
n = número de espacios entre agujeros de la trayectoria del menor ancho neto.

· Para soldaduras de tapón no se debe considerar el metal de aportación como parte de la sección neta

NTC – ESTRUCTURAS METALICAS

Propiedades geométricas:

- Area neta efectiva (Ae).

Para miembros sujetos a tensión:

- Cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro por medio de remaches y tornillos o soldaduras colocados en todas ellas.
- Cuando la carga se transmite por medio de remaches o tornillos colocados en alguna de las partes que forman la sección pero no a todas Ae = Uan

U = coeficiente de reducción de área < 1

- Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras colocadas en algunas partes que forman la sección pero no en todas Ae = Uat

Ae = área neta efectiva.
At = área total.

VALORES DE U:

- a) En secciones laminadas IE, IR, IS y TR donde: bf > 2/3 h conectadas por los patines.

Nota: cuando la conexión es atornillada o remachada debe haber al menos tres conectores en cada línea a la dirección de los esfuerzos U = 0.9

- b) Secciones IE, IR, IS, TR, que no cumpla con el requisito anterior y secciones restantes (incluidas las formadas con placas).

Nota: Cuando la conexión es remachada o atornillada debe haber dos o tres conectores en cada línea en dirección de los esfuerzos U = 0.85

- c) Todos los miembros con conexiones remachadas o atornilladas que tengan solo dos conectores en cada línea de la dirección de los esfuerzos U = 0.75

o d) Elementos planos conectados a lo largo de sus bordes longitudinales con soldadura tipo filete o de penetración y cuando la separación transversal entre conectores excede los 20 cm U = 0.70

Para miembros principales se recomiendan siempre al menos 2 líneas de conectores en la dirección del esfuerzo.

Placas unión

En el diseño de placas que forman conexiones remachadas o atornilladas sujetas a tensión, como placas laterales con a tope, o placas unión en armaduras se obtendrá el área neta como se indico anteriormente pero se limitara a no más del 85 % del área total aunque An > 0.85 At.

ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ

La relación de esbeltez (kL/r) de los miembros comprimidos axialmente o flexocomprimidos se determina con la longitud efectiva (kL) y el menor radio de giro de la sección transversal.

L = longitud libre de la columna entre secciones soportadas lateralmente.
K = factor de longitud efectiva que se determina de acuerdo a las condiciones de apoyo de la columna.

Debe cuidarse de emplear en todos los casos el valor de kL/r máximo ya que estos valores cambian de una dirección a otra.

Las longitudes efectivas son**:**

K teóricos	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
K diseño	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA

Para determinar el factor de longitud efectiva de una sección deben considerarse los elementos que se conectan al primero en ambos extremos, considerando tres casos:

a) Miembros con extremos fijos linealmente:
Se considera K = 1.0 , pues el pandeo se debe a las deformaciones ocasionadas entre sus extremos.
b) Miembros a las que puedan despreciarse los efectos de esbeltez .
Estos efectos pueden despreciarse en columnas de entrepiso de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares cuando se cumple en el entrepiso "i" lo siguiente:

$$\frac{\Delta e_i}{Hi} \leq 0.08\frac{Vi}{Wi^*}$$

donde:

D ei = desplazamiento horizontal del entrepiso i

Hi = altura del entrepiso i
Vi = cortante del entrepiso
Wi* = peso de la construcción arriba del nivel i

Cuando los desplazamientos son ocasionados por sismo se multiplica por el factor de comportamiento sísmico (Q) empleado al reducir las fuerzas sísmicas.

Así como las columnas de edificios regulares rigidizadas por marcos desplazados lateralmente, muros o combinación de ambos.

Columnas de marcos rígidos de uno o dos niveles aunque no tengan contraventeos o muros.

*Pueden emplearse valores menores si se justifica con un análisis adecuado

C) Miembros en los que no puede despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales en sus extremos:

Los efectos de esbeltez no pueden despreciarse en columnas de marcos rígidos que pertenecen a estructuras regulares, como los desplazamientos laterales del entrepiso correspondiente, exceden del límite establecido en b). Tal es el caso de columnas en edificios cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

El factor k > 1.0 debe determinarse analíticamente, ya sea:

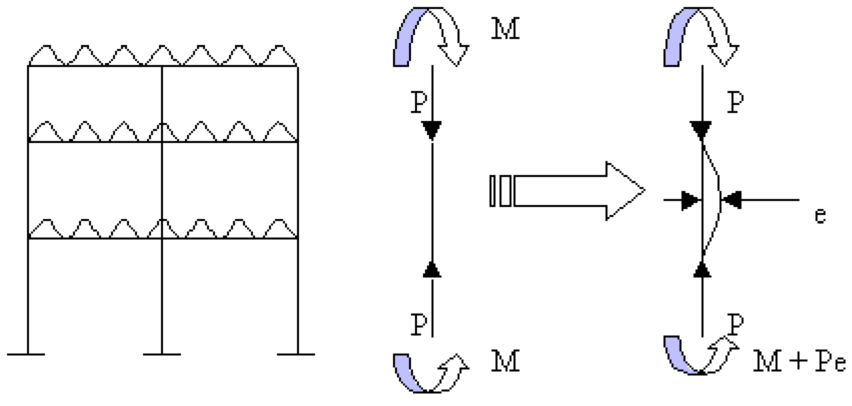
1* A través del cálculo de los índices de rotación (Y i) de los extremos del miembro en cuestión, y obteniendo del nomograma de factores de longitud efectiva su valor (NTC-concreto).

$$\Psi_i = \frac{\sum_{j=1}^{n}(I/L)columnas}{\sum_{k=1}^{n}(I/L)trabes}$$

donde:

n = numero de columnas que llegan al nodo del miembro en cuestión (incluyendo el miembro analizado).
i = Extremo considerado (solo se consideran los elementos contenidos en un plano de análisis).
m = numero de trabes que llegan al nodo del miembro en cuestión.

2* A través de un análisis de interacción: flexión-carga axial de toda la estructura considerando el sistema de cargas aplicado.



Relaciones de esbeltez máximo:

Para miembros en compresión kL/r <= 200

Para miembros en tensión pueden tener cualquier valor, pero se recomienda :

- Miembros principales kL/r <= 240
- Miembros secundarios kL/r <= 300

Para el caso de varillas (a tensión) puede tener cualquier valor pero se deben pretensionar para evitar vibraciones:

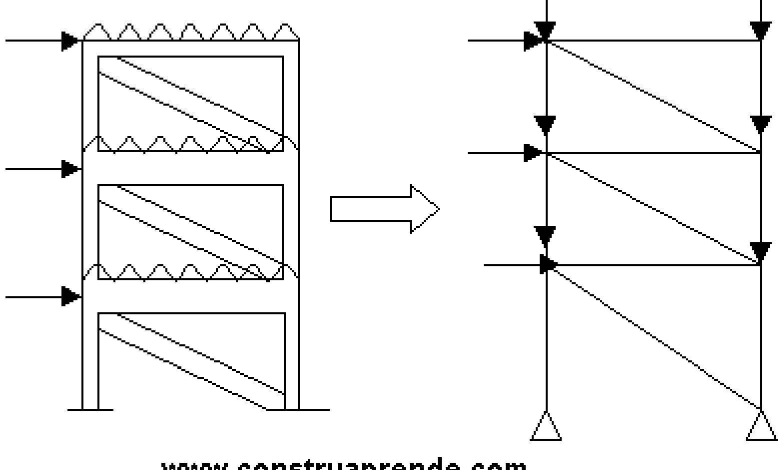
MARCOS CONTRAVENTEADOS

El sistema de contraventeo de una estructura de varios niveles deberá ser adecuado para:

- Evitar el pandeo de las estructuras bajo cargas verticales.
- Conservar la estabilidad lateral de la estructura incluyendo los efectos P-D bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

Si el edificio tiene muros de cortante ligados a los marcos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez suficiente, los muros se considerarán como parte del sistema vertical del contraventeo.

Al analizar el pandeo y la estabilidad lateral de la estructura puede considerarse a las columnas, vigas y diagonales de los marcos contraventeados como una armadura vertical en voladizo (en uniones articuladas) y deben considerarse sus deformaciones axiales.

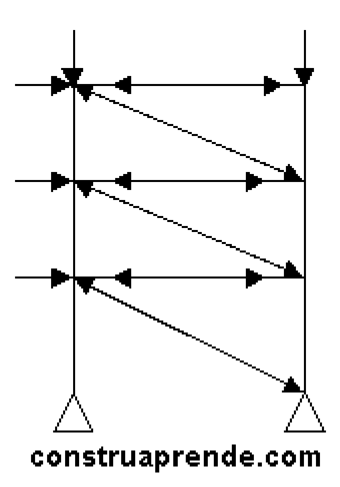


Las fuerzas axiales de todos los miembros de los marcos contraventeados producidos por las fuerzas verticales y horizontales de diseño (Pi) deben cumplir:

$P < 0.85\ Py$

Donde:
$Py = At\ Fy$

Las vigas incluidas en el sistema vertical de contraventeos se deben diseñar a flexocompresión considerando las fuerzas axiales debido a cargas laterales.



MARCOS SIN CONTRAVENTEO:

Las resistencias de marcos que pertenecen a edificios sin contraventeos ni muros de cortante deben determinarse con un ángulo que incluye el efecto de los desplazamientos laterales y de las deformaciones axiales de columnas.

Dichos marcos deben ser estables bajo la combinación de cargas laterales y verticales. Las fuerzas axiales en columnas deberán limitarse a 0.75 Py,

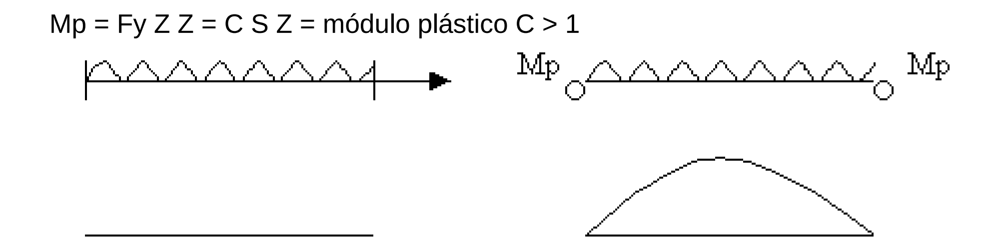
Donde: $Py = At\ Fy$

CLASIFICACION DE LAS SECCIONES:

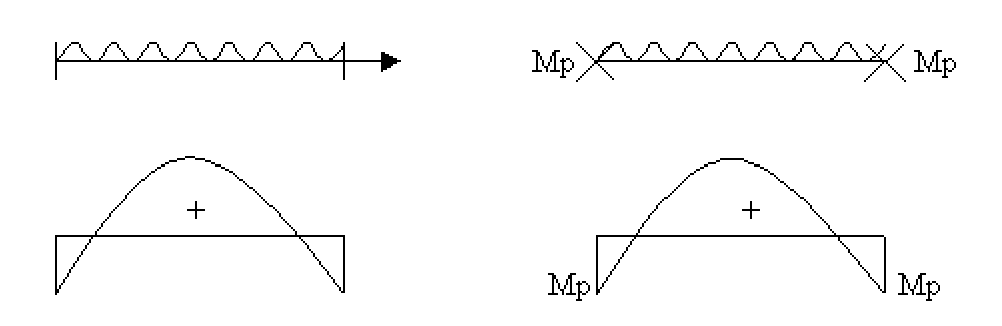
Las secciones estructurales metálicas se clasifican en cuatro tipos de acuerdo a las relaciones ancho/espesor máximo de los elementos que las componen:

- **SECCION TIPO 1**(Secciones para diseño plástico): Son aquellas que pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante la rotación necesaria para que ocurra la redistribución de esfuerzos (momentos) en la estructura.

  Mp = Fy Z Z = C S Z = módulo plástico C > 1

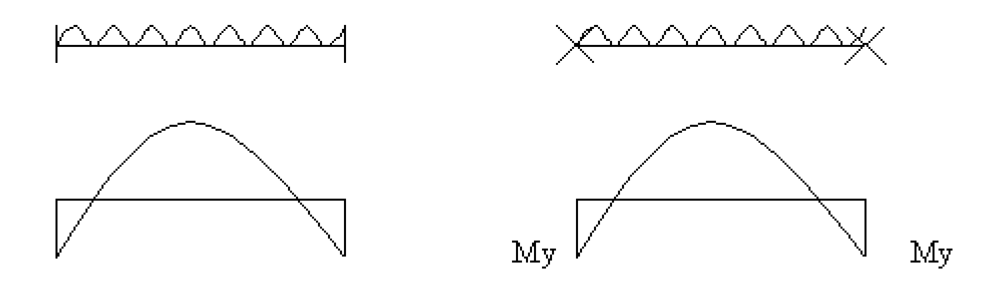


- **SECCION TIPO 2** (Para diseño plástico sin rotación, secciones compactas): Son aquellas que pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad bajo momento constante Mp.

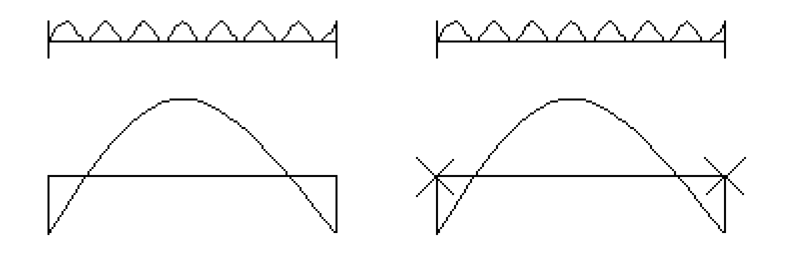


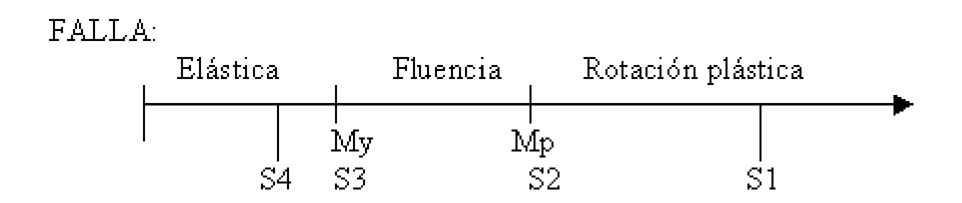
My = Fy S S = I/C

- **SECCIONES TIPO 3** (para diseño a la fluencia o elástica, secciones semicompactas): Son aquellas que pueden alcanzar el momento elástico My (iniciación del flujo plástico).



- **SECCIONES TIPO 4** (Secciones esbeltas): Son aquellas que tienen como límite de resistencia el pandeo local de alguno de sus elementos (por esfuerzos de compresión).





RELACIONES ANCHO-GRUESO PARA SECCIONES DE PERFILES METALICOS TABLA 2.3.1 NTC (PAG. 22).

VALORES MAXIMOS ADMISIBLES DE RELACION ANCHO –ESPESOR

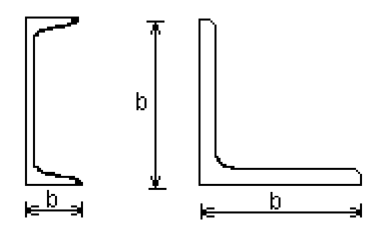
ELEMENTO	S1	S2	S3
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles sujetos a compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de su borde longitudinales.			$640/\sqrt{fy}$
Atiesadores de trabes armadas soportados a lo largo de un solo borde longitudinal			$800/\sqrt{fy}$
Almas de secciones T		$540/\sqrt{fy}$	$1100/\sqrt{fy}$
Patines de secciones I, H, T y de canales en flexión	$460/\sqrt{fy}$	$540/\sqrt{fy}$	$830/\sqrt{fy}$
Patines de secciones I, H, T y de canales en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos	$830/\sqrt{fy}$	$830/\sqrt{fy}$	$830/\sqrt{fy}$
Patines de sección en cajón laminados o soldados en flexión cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los bordes paralelos a la fuerza.	$1600/\sqrt{fy}$	$1600/\sqrt{fy}$	$2100/\sqrt{fy}$
Almas y secciones I, H y placas de sección en cajón en compresión pura.	$2100/\sqrt{fy}$	$2100/\sqrt{fy}$	$2100/\sqrt{fy}$
Almas en flexión	$3500/\sqrt{fy}$	$5300/\sqrt{fy}$	$8000/\sqrt{fy}$
Almas flexocomprimidas	Si $Pu/Py \leq 0.28$ $3500/\sqrt{fy}(1-1.4Pu/Py)$ Si $Pu/Py > 0.28$ $2100/\sqrt{fy}$	Si $Pu/Py \leq 0.15$ $5300/\sqrt{fy}(1-2.7Pu/Py)$ Si $Pu/Py > 0.15$ $3339/\sqrt{fy}(1-.37Pu/Py)$	Si $Pu/Py \leq 0.15$ $8000/\sqrt{fy}(1-2.7Pu/Py)$ Si $Pu/Py > 0.15$ $5228/\sqrt{fy}(1-.59Pu/Py)$
Secciones circulares huecas en compresión axial	$13200/\sqrt{fy}$	$184000/\sqrt{fy}$	$235000/\sqrt{fy}$

ANCHO:

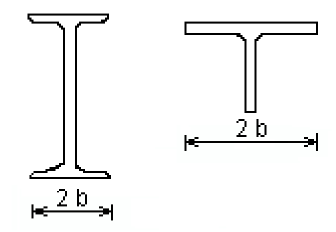
Elementos planos no atiesados

Son aquellos que están soportados a lo largo de uno solo de sus bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma como sigue:

- En placas, la distancia del borde libre a la primera fila de soldadura, remaches o tornillos.



- En alas de ángulos, patines de canales y almas de tes, la dimensión nominal total.



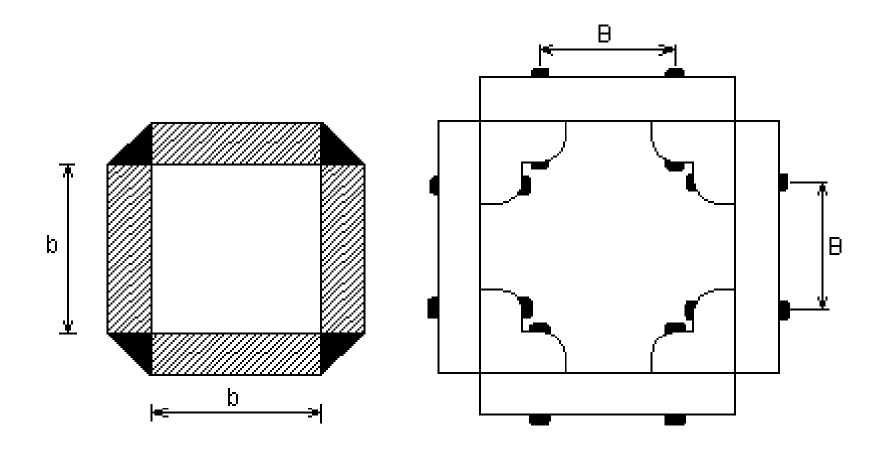
- En patines de secciones I, H, T, la mitad de la dimensión nominal total.
- En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.

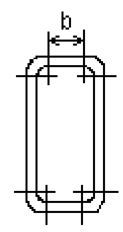
ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS (S1, S2, S3)

Son aquellos que están soportados a lo largo de sus dos bordes paralelos al esfuerzo

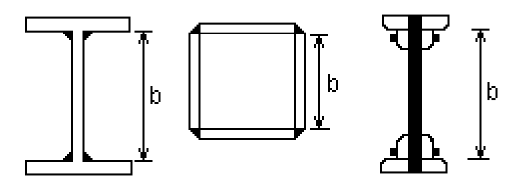
de compresión. Su ancho se toma como sigue:

a. En patines de secciones de cajón hechos en cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, remaches o tornillos.

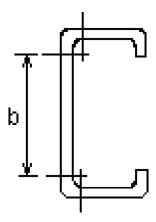




- En patines de secciones laminadas en cajón la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión.

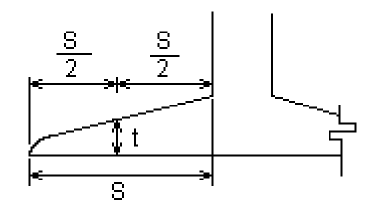


- En almas de secciones formadas por placas H, I o en cajón la distancia entre líneas adyacente de remaches o tornillos, en secciones soldadas la distancia libre entre patines.
- En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre la iniciaciones de las curvas de unión con las curvas de soporte.

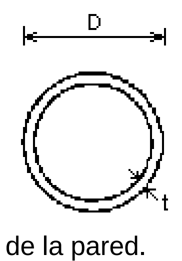


GRUESO:

En elementos de grueso uniforme, este se toma igual al valor nominal. En patines de espesor variable se toma el grueso nominal medio a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.



SECCIONES CIRCULARES HUECAS (OC).



En estos la relación b/t se determina por el cociente diámetro exterior/grueso de la pared.

SECCIONES ESBELTAS (TIPO 4)

Elementos planos no atiesados

Para determinar la resistencia de diseño de estas secciones debe incluirse un factor de reducción Qs calculado xomo sigue:

- Para ángulos (LI, LD) aislados:

Si $\frac{640}{\sqrt{Fy}} \leq \frac{b}{t} < \frac{1300}{\sqrt{Fy}}$

$$\Rightarrow \quad Qs = 1.34 - 0.00053\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{Fy}$$

Si $\frac{b}{t} \geq \frac{1300}{\sqrt{Fy}}$

$$\Rightarrow \quad Qs = \frac{1090,000}{\left(\frac{b}{t}\right)^2 Fy}$$

- Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros flexocomprimidos y para patines comprimidos de vigas y trabes armadas:

Si $\frac{830}{\sqrt{Fy}} < \frac{b}{t} < \frac{1470}{\sqrt{Fy}}$

$$\Rightarrow \quad Qs = 1.415 - \frac{5.2x10^{-4}\left(\frac{b}{t}\right)}{\sqrt{Fy}}$$

Si $\frac{b}{t} \geq \frac{1470}{\sqrt{Fy}}$

$$\Rightarrow \quad Qs = \frac{1.4x10^6}{Fy\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

Elementos planos atiesados (S4)

Para elementos en secciones tipo 4, deberá utilizarse un ancho efectivo reducido (be), en la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia del miembro.

- Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas con paredes de grueso uniforme (PTR).

$$be = \left[\frac{2730t}{\sqrt{f}}\right]\left[1 - \frac{540}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}}\right] \leq b$$

f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las solicitaciones de diseño.

- Para calcular cualquier otro elemento plano atiesado comprimido uniformemente:

$$be = \left[\frac{2730t}{\sqrt{f}}\right]\left[1 - \frac{480}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}}\right] \leq b$$

donde:

b = ancho del elemento comprimido (cm)
be = ancho efectivo reducido (cm)
t = grueso del elemento comprimido (cm)
f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las acciones de diseño (kg/cm2)

El factor de área Qa = área efectiva/área total = Ae/At

Ae = At - å (b – be) t

Donde n = elementos planos que componen la sección.

Secciones Formadas Por Elementos Planos Atiesados Y No Atiesados:

Para determinar la resistencia de este tipo de secciones se considera el factor Q = QsQa, donde el esfuerzo "f", empleado para calcular "be" debe cumplir f £ Qsfy.

Obteniendo Qs correspondiendo al elemento no atiesado que tiene la mayor relación b/t.

DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A TENSION.

NTC-METALICAS:

Para el diseño de miembros a tensión de acuerdo a las NTC se consideran dos estados que son:

- Estado límite de flujo plástico en la sección total (para limitar la elongación del miembro):

  Rt = Fr Fy At
  Fr = 0.9

- Estado límite de fractura en la sección total:

$Rt = Fr\ Fu\ Ae$
$Fr = 0.75$

Donde:

Fr = factor de resistencia
Rt = resistencia a tensión del miembro (kgf)
At = área total de la sección (cm2)
Ae = área neta efectiva de la sección (cm2)
Fy = esfuerzo de fluencia del acero empleado(kgf/cm2)
Fu = esfuerzo último (de ruptura) del acero (kgf/cm2) a tensión.

En miembros sin agujeros conectados mediante soldaduras colocadas en todos los elementos que componen su sección transversal, se tomará Ae = At.

Si existen agujeros entre las conexiones soldadas de los extremos del elemento, o bien si contienen soldaduras de tapón o ranura se empleará el área neta efectiva a través de los agujeros.

- Calcular el área mínima efectiva y total necesaria para una placa prismática, que deberá soportar una tensión de 10 ton por CM + CV, si pertenece a una estructura tipo B, acero A-36.

$$FcP \leq F_R Rn$$

$$1.4(10000\ kg) < \begin{cases} 0.9\ Fy\ Ac \text{ (flujo plástico) (a)} \\ 0.75\ Fu\ Ae \text{ (fractura) (b)} \end{cases}$$

- $14000\ kg <= 0.9\ (2530\ kg/cm^2)\ At$
  $At >= 6.15\ cm^2$
- $14000\ kg < 0.75(4080\ kg/cm^2)\ Ae$

$Ae > 4.58\ cm^2$

Ae = Uat

.

Ae = 0.80 At

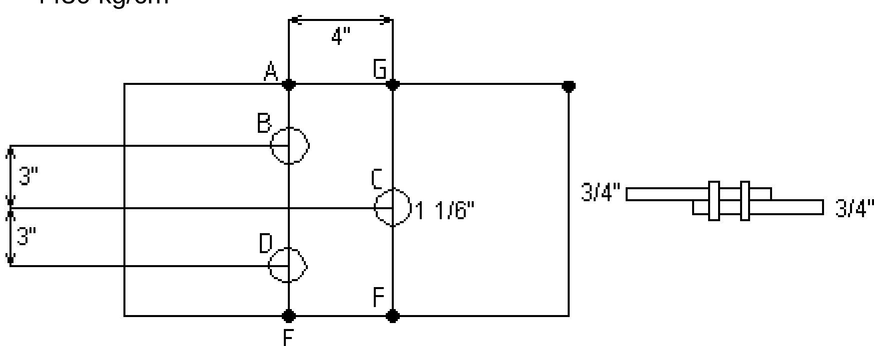
.

1.0 si la soldadura está aplicada correctamente (miembros secundarios)
0.80 si no está segura la calidad de la soldadura (miembros principales)

$At > 6.15\ cm^2$ ⇨ (a) flujo plástico
$0.80\ At > 4.58\ cm^2$
$At > 5.75\ cm^2$ (b)

- Determinar el área total necesaria para una placa sujeta a tensión que soportara 5 ton po (CM + CV + V) si será conectada de la manera siguiente.

Estructura tipo A, acero A-441
Fy = 2950 kg/cm^2
Fu = 4430 kg/cm^2



$FcP \leq F_R R_n$

1.1 (1500 kg)< $\begin{cases} 0.9\ (2950\ kg/cm^2)\ At\ ....1 \\ 0.75\ (4430\ kg/cm^2)\ Ae\ ....2 \end{cases}$

16500 < 2655At   At > 6.21 cm^2 1
16500 < 3322.5 Ae   Ae > 4.97 cm^2.............2
At = 1.9 b = 6.21   b > 3.27 cm 1

$$Ae = \sum hb_e \quad b_e = b - \sum \Phi + \sum \frac{s^2}{4g}$$

- ABDE

$$b - (2.70)2 + \frac{(0)^2}{4(15.24)} = b - 5.40$$

- ABCDE

$$b - (2.70)3 + \frac{(10.16)^2}{4(7.62)} + \frac{(10.16)^2}{4(7.62)} = b - 1.33$$

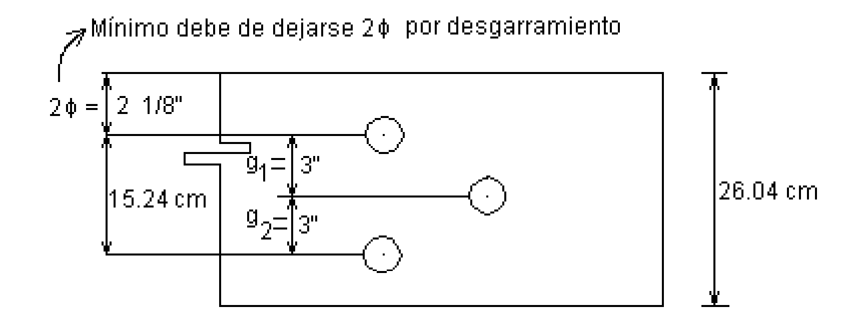
- ABCF

$$b - (2.70)^2 + \frac{(10.16)^2}{4(7.62)} = b - 2.01$$

- GCF

b - 2.70 b_e = b – 5.40   Ae = 1.9 (b-5.40)   1.9 (b - 5.40) > 4.97 2

b > 8.01 cm ....2 Falla por fractura en la sección



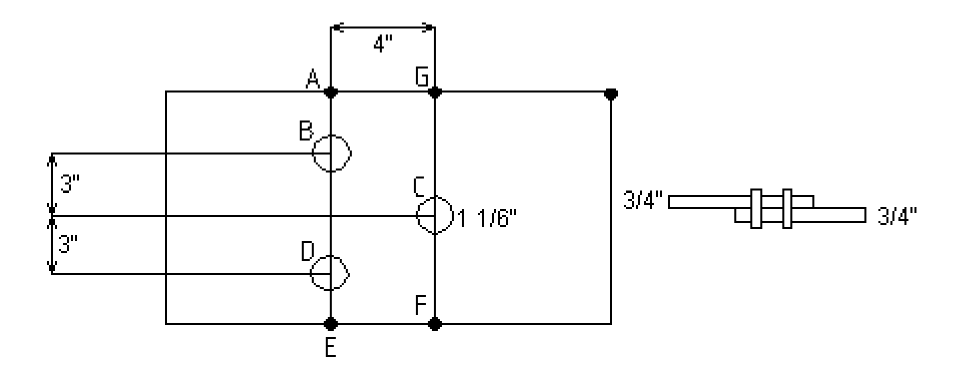
At = (1.9) (26.04) At = 49.47 cm^2
Ae = b_e h b_e = 26.04 – (2.70)2 b_e = 20.64 cm
Ae = 1.9 (20.64) Ae = 39.21 cm^2

$U = \frac{Ae}{At}$ $U = \frac{39.21}{49.47}$ U = 0.79 Para saber que tan óptima es la sección

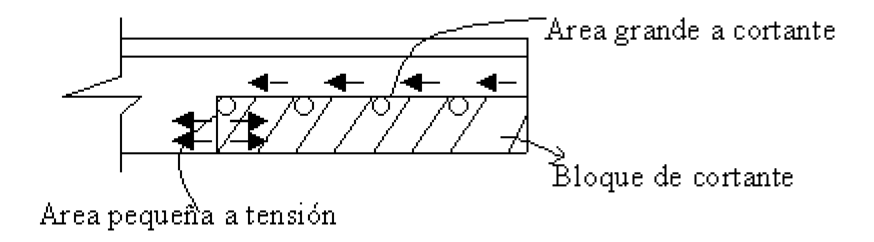
BLOQUE DE CORTANTE (INTERACCION – TENSION – CORTANTE)

La resistencia de diseño de un miembro a tensión, no siempre esta gobernada por las expresiones que consideran la falla por fractura o por flujo plástico, ni por la resistencia de los tornillos, remaches o soldaduras; si no que también a veces depende de la resistencia de su "bloque de cortante" que es la zona de conexión del miembro, definida por un plano de falla a cortante y uno transversal a tensión.

En este caso de la falla de los planos no ocurre simultáneamente pudiendo presentarse dos casos:



CASO A: Area grande a cortante y área pequeña a tensión:



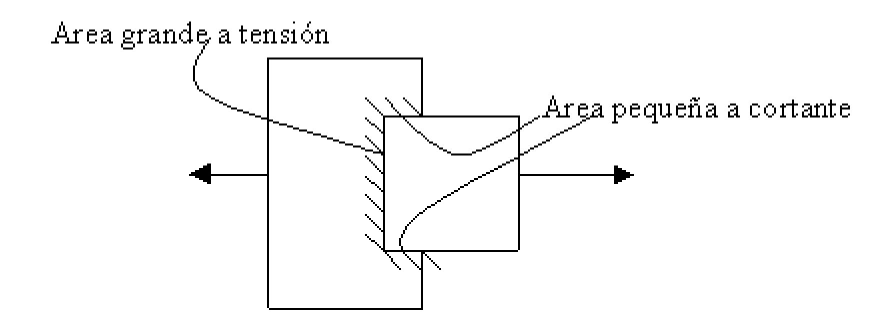
Cuando se tiene un área grande a cortante y una pequeña a tensión su resistencia será a cortante y no a tensión, por lo que primero se presentará el flujo del área a tensión y la falla después a cortante, a este caso se le denomina fluencia por tensión y fractura por cortante, y su resistencia se determina como:

$$Rtb = Fr(AgtFy + 0.6AncFu)$$

AgtFy = fluencia por tensión

0.6AncFu = fractura por cortante

CASO B: Area grande a tensión y área pequeña a cortante:



Para este caso la resistencia será a tensión y no a cortante de modo que primero se presentará la fluencia a cortante y luego la fractura a tensión denominándole fractura por tensión y fluencia por cortante:

$$Rtb = Fr(AntFu + 0.6AgvFy)$$

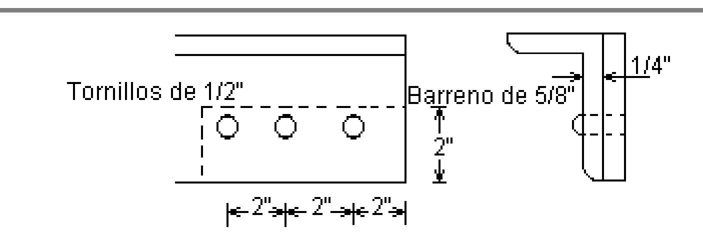
AntFu = fractura por tensión
0.6AgvFy = fluencia por cortante

donde:

Agu = área total sujeta a cortante
Fr = 0.75
Agt = área total sujeta a tensión
Anv = área neta sujeta a cortante
Ant = área neta sujeta a tensión
Agv = área total sujeta a cortante
Rtb = resistencia total sujeta a cortante
Fu = esfuerzo último del material

La resistencia total del bloque de cortante Rtb, se determina como la menor de las dos expresiones calculadas de Rtb.

Nota: deberán aplicarse ambas ecuaciones, a fin de determinar el tipo de falla. Rigiendo la que de la menor resistencia (se escoge la menor).



Determinar la resistencia del bloque de cortante para la fig. ilustrada.

A – 36 Fy = 2530 kg/cm^2 Fu = 4080 kg/cm^2

Agt = 5.08 (0.63) = 3.20 cm^2 Ant = 3.20 cm^2

Agv = (0.79 + 15.24) (0.635) = 10.09 cm^2 Anv = 10.09 cm^2

$$R_{Tb} = FR(AgtFy + 0.6AnvFu)$$

$$R_{Tb} = 0.75(3.20 * 2530 + 0.6 * 10.09 * 4080) = 24597kg$$

$$R_{Tb} = FR(AntFu + 0.6AgvFy)$$

$R_{Tb} = 0.75(3.20 * 4080 + 0.6 * 10.09 * 2530) = 21279kg$ se escoge esta

CABLES

Son los miembros más simples para diseño a tensión, se definen como miembros flexibles a tensión, formados por uno a más grupos de alambres, torones o cuerdas.

TORON: Es un arreglo helicoidal de alambres en torno de un alambre para obtener una sección simétrica.

CABLE: Es un conjunto de torones arreglado helicoidalmente en torno a un núcleo formado por un torón, cable de alambre o de fibras (los cuales se usan principalmente para fines de izaje).

La resistencia mínima de fluencia se mide al 0.7% de elongamiento bajo carga y sus módulos de elasticidad van de 1.97 x 10^6 a 2.11 x 10^6 kg/cm^2, ya que el acero es estirado en frío.

El cable se especifica de acuerdo a su diámetro nominal mientras que el alambre se especifica de acuerdo a su calibre en vez del diámetro. La elongación del cable consiste básicamente en dos puntos:

- Un estiramiento debido al reacomodo radial y axial de los alambres y torones que lo componen.
- El estiramiento elástico de los alambres que forman la sección.

Por lo tanto el estiramiento depende del valor de la carga, el número de torones por cable, el número de alambres por torón, el paso de los arreglos helicoidales y el tipo de acero empleado.

La elección del cable se realiza a partir de las tablas del fabricante, especificando la carga última (de ruptura) contra su diámetro nominal, debiendo limitar su elongación de acuerdo al módulo de elasticidad tabulado y el área neta de la sección del cable.

EJEMPLO DE TABLA:

∅ nominal	Resistencia a la ruptura	Area neta	Peso unitario	Módulo de elasticidad
½"	13.6 ton	0.97 cm^2	0.77 kg/cm^2	1.69 x 10^6 kg/cm^2
¾"	30.8 ton	2.18 cm^2	1.76 kg/cm^2	1.69 x 10^6 kg/cm^2
1"	55.3 ton	3.87 cm^2	3.13 kg/cm^2	1.69 x 10^6 kg/cm^2

EJEMPLO:

Obtener el diámetro nominal del cable necesario para izar una carga de 20 Ton. Si el acero del cable empleado es de 1.96 x 10^6 kg/cm^2, y su longitud es de 10 m. Si la elongación máxima debe ser del 0.5 %.

L = 10 metros

ϕnominal	Rmm (Ton) Ruptura	A (cm^2)	Peso (kg/m)
½"	13.2	0.97	0.77
5/8"	21.1	1.51	1.22
¾"	29.9	2.18	1.76
7/8"	40.5	2.96	2.40
1"	53.7	3.87	3.13

Factor de carga = 1.5

$FcP \leq F_R Rn \; 1.5(20000) \leq 0.75 AeFu$ AeFu = Rn

Ae = área neta efectiva

$$Rn \geq \frac{30000}{0.75} = 40000 kg/cm^2$$

Para ϕ7/8"

[illegible]

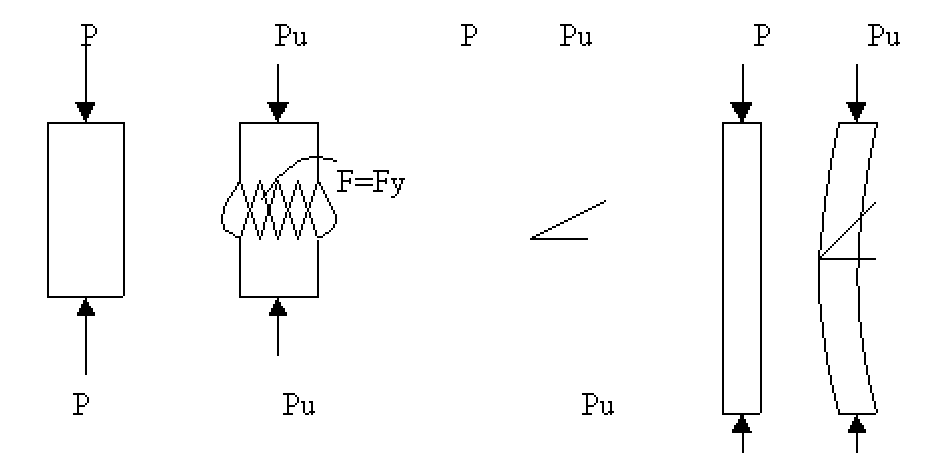
$$\varepsilon = \frac{\Delta}{L} \Rightarrow \varepsilon = \frac{3.44cm}{1000cm} \Rightarrow \varepsilon = 0.0034 < 0.005$$ ∴ se acepta por ser menor

4.- MIEMBROS SUJETOS A COMPRESION

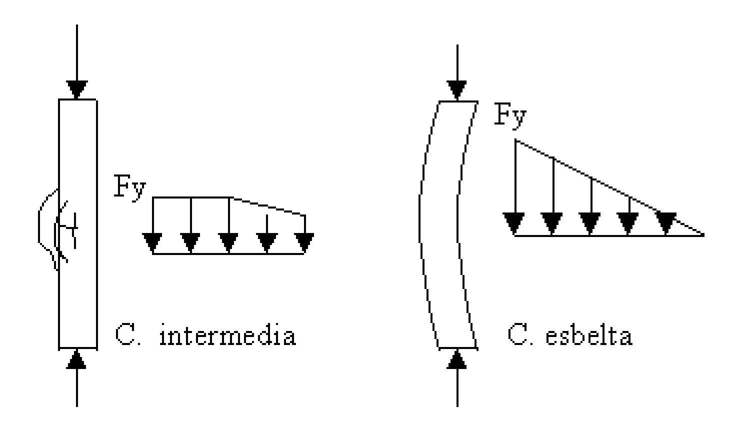
Los miembros sujetos a compresión se distinguen de los sujetos a tensión por lo siguiente:

a. Las cargas de tensión tienden a mantener rectos a los miembros mientras que las de compresión tienden a flexionarlas.
b. La presencia de agujeros en la sección transversal de miembros reducen el área efectiva de tensión, mientras que en el caso de compresión, los tornillos, remaches y pernos llenan al agujero apoyándose en ellas a pesar la holgura que existe considerando las áreas totales disponibles para soportar la compresión.

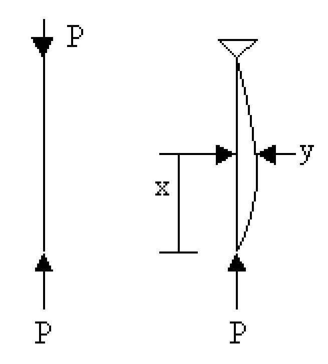
La experiencia demuestra que mientras las columnas son lo suficientemente cortas, falla plastificándose totalmente todas las "fibras" de la sección transversal (es decir que alcanzan el esfuerzo de fluencia), que es el límite elástico del material (Fy).



Conforme aumentan su longitud sin variar su sección transversal, las columnas fallan alcanzando el esfuerzo de fluencia solo algunas "fibras de la sección", llamadas columnas intermedias. Finalmente cuando las columnas son lo suficientemente largas fallan sin que ningún punto alcance el valor del esfuerzo de fluencia.



En 1757 Leonhard Euler (suizo) desarrollo un modelo matemático para descubrir el comportamiento de las columnas esbeltas de la manera siguiente:



La ecuación de curvatura para una barra en flexión:

$$X = \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}}$$

si $dy/dx \approx 0$ $x = d^2y/dx^2$

De resistencia de materiales se tiene:

$$X = \frac{M(x)}{EI}$$

$$EI\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right) = M(x)$$

Para nuestro caso:

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = -Py \Rightarrow EI\frac{d^2y}{dx^2} + Py = 0$$

Ecuación asociada:

$$E\,\mathrm{Im}^2 + P = 0 \Rightarrow m = \frac{+}{-}\sqrt{\frac{P}{EI}}i \Rightarrow i = \sqrt{-1}$$

de donde:

$$Y = C_1 \cos\sqrt{\frac{P}{EI}}x + C_2 \operatorname{sen}\sqrt{\frac{P}{EI}}x$$

para las condiciones de frontera:

$$y(0) = 0 \Rightarrow C_1 = 0$$

$$y(L) = 0 \Rightarrow 0 = C_2 \operatorname{sen}\sqrt{\frac{P}{EI}}L \Rightarrow \sqrt{\frac{P}{EI}}L = n\pi$$

$$\frac{P}{EI}L^2 = n^2\pi^2 \Rightarrow Pcr = \frac{n^2\pi^2}{L^2}EI$$

$$Pcrmin = \frac{\pi^2 E\,\mathrm{Im}in}{L^2} = PEULER$$

como I = Ar^2

$$Pcrmin = \frac{\pi^2 E\,\mathrm{Im}in}{\left(\frac{L}{rmin}\right)^2} \Rightarrow \sigma crmin = \frac{Pcrmin}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{rmin}\right)^2}$$

Ec. Para carga mínima crítica de pandeo de columna esbelta de Euler

Para obtener la sección transversal mínima que garantice alcanzar el esfuerzo de fluencia:

$$\sigma cr = Fy \Rightarrow \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = Fy \Rightarrow \frac{\pi^2 E}{Fy} = \left(\frac{L}{r}\right)^2$$

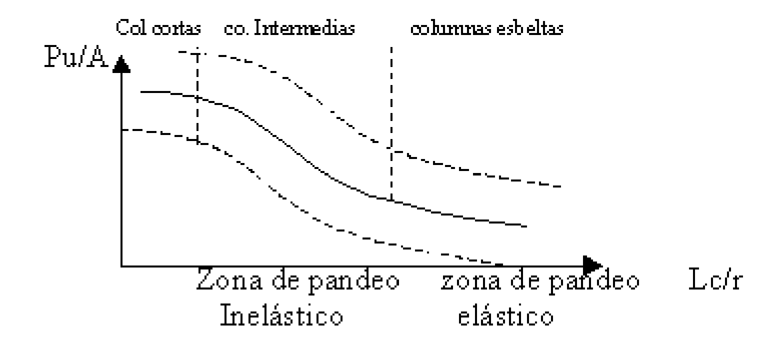
$$\pi\sqrt{\frac{E}{Fy}} \leq \frac{L}{r}$$

$$\frac{\pi}{L}\sqrt{\frac{E}{Fy}} \leq \frac{1}{r}$$

$$rmin \geq \frac{L}{r}\sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

MIEMBROS A COMPRESION (CONTINUACION)

Las pruebas hechas en columnas producen valores de relaciones de esbeltez distribuidos en una franja ancha que promedia la curva de comportamiento real de falla de las columnas.



Los factores que afectan la resistencia de las columnas son varias aún en condiciones de laboratorio:

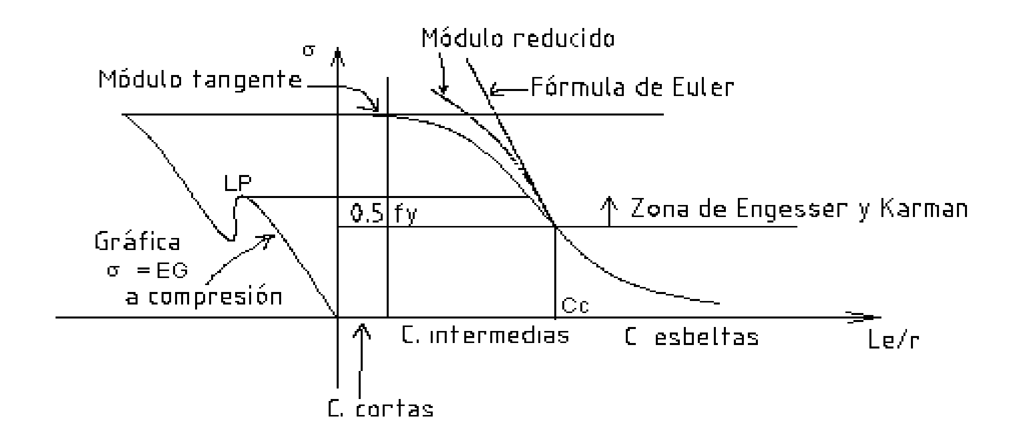
- Centrado de la energía
- Imperfecciones de la sección
- Homogeneidad del material
- Rectitud del elemento columna
- Esfuerzos residuales

Las condiciones de apoyo son las más importantes a menudo para determinar la carga crítica de una columna, debido a la variación de casos que se presentan en la práctica, por lo cual se ha considerado en la fórmula de Euler el valor de L como la "longitud efectiva" de la columna, es decir, la longitud entre puntos de inflexión en la geometría deformada de la columna considerando un valor de k de modo que el producto kL = Le = longitud efectiva de la columna.

$$Pcr = P_E = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{Le}{r}\right)^2}$$

La fórmula de Euler solo predice el comportamiento en columnas esbeltaz, cuando "L" es la longitud efectiva de la columna, sin embargo cuando el esfuerzo es próximo al límite de proporcionalidad del material se separa la función de Euler del comportamiento real; al límite de la relación de esbeltez a partir del cual esta sucede se le denomina Cc y comienza el comportamiento inelástico que fue estudiado por

Engesser y Karman proponiendo fórmulas para el módulo secante y módulo reducido las cuales aún se encuentran en discusión pero obtienen valores cercanos al comportamiento real.



$$Pcr = \frac{20627475.2}{(KL/r)^2}A \quad \sqrt{\frac{\pi^2 E}{Fy}} = \frac{4541}{\sqrt{Fy}} \geq \frac{KL}{r}$$

FORMULA DEL MÓDULO SECANTE

Para determinar el esfuerzo máximo para la zona inelástica de pandeo, se obtiene aproximadamente como:

$$\frac{P}{A} = \frac{Fy}{1 + \frac{ec}{r^2}\sec(\sqrt{\frac{P}{AE}}\frac{L}{2r})}$$

donde:

Fy = Límite de fluencia del acero
e = Excentricidad de la carga aplicada
c = Distancia del centroide a la fibra más alejada

$\left(\frac{ec}{r^2}\right)$ = Relación de excentricidad

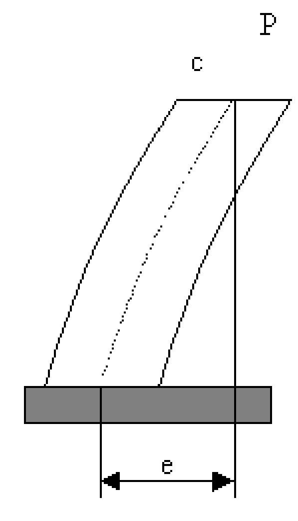
Esta ecuación considera esfuerzos secundarios debidos a flexión y curvado inicial de las columnas.

El problema de resolver esta ecuación, es que el valor a obtener P/A está implícito, de forma que se obtiene mediante iteraciones sucesivas.

Para este caso, se considera como límite superior del comportamiento elástico 0.5 Fy, de tal forma que:

$$0.5Fy = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \Rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)^2 = \frac{\pi^2 E}{0.5Fy}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{\sqrt{2\pi^2 E}}{\sqrt{Fy}} = Cc = \frac{6423}{\sqrt{Fy}}$$



DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

NTC – Estructuras metálicas*:*

Para secciones 1,2 y 3 se considerará el estado límite de inestabilidad por flexión.
Para secciones 4 además se considerará el estado límite de pandeo local.

En algunos casos de secciones con uno o con ningún eje de simetría (LI, TR, CE) y con dos ejes de simetría pero baja rigidez torsional (IE, IR, IS) se deberán considerar también los estados límite de pandeo por flexotorsión.

ESTADO LIMITE DE PANDEO POR FLEXION:

- Miembros IE, IR, IS, PTR y semejantes:

$$Rc = \frac{Fy}{\left[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}\right]^{1/n}} AtFR \leq FyAtFR$$

donde:
Fr = 0.9

$$\lambda = \left(\frac{kL}{r}\right)_{max} \sqrt{\frac{Fy}{\pi^2 E}}$$

IR, IS, IE, PTR y las formadas por cuatro placas soldadas tipo 1, 2, 3 implican que n=1.4
IR, IS, IE formadas por tres placas soldadas tipo 1, 2, 3 implican n = 1.0

- Miembros de sección cualquiera en a)

Si

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_{max} \geq \left(\frac{kL}{r}\right)_c \Rightarrow Rc = \frac{20120000}{\left(\frac{kL}{r}\right)_{max}^2} AtFr$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_{max} < \left(\frac{kL}{r}\right)_c \Rightarrow Rc = AtFy\left[1 - \frac{\left(\frac{kL}{r}\right)_{max}^2}{2\left(\frac{kL}{r}\right)_c}\right]Fr$$

Si

Donde:

Fr = 0.85

$\left(\frac{kL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{Fy}}$ (relación de esbeltez que separa los rangos de columnas esbeltas de las intermedias)

$\left(\frac{kL}{r}\right)_{max} =$ máxima relación de esbeltez de la columna

ESTADO LIMITE DE PANDEO LOCAL

Para secciones tipo 4, sin importar la forma de la sección transversal, la resistencia a compresión Rc se determina como:

$$Rc = \frac{Fy}{\left[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}\right]^{1/n}} AtFrQ \le FyAtFrQ$$

$$\lambda = \frac{kL}{r}\sqrt{\frac{Fy}{\pi^2 E}}$$

donde:
n = según se especificó antes
Fr = 0.9
Q = factor de pandeo local = QsQa
Qs = correspondiente al elemento plano no atiesado con el mayor valor b/t

- En secciones formadas únicamente por elementos planos atiesados Qs = 1
- En secciones formadas únicamente por elementos planos no atiesados Qa = 1

Para secciones OC tipo 4 y D/t < 914000/Fy se tomará el menor de los siguientes valores:

$$Rc = \left(\frac{77300}{D/t} - \frac{2Fy}{3}\right)AtFr$$

y de:

$$Rc = \frac{2012000}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} AtFr \Leftrightarrow \frac{kL}{r} \geq \left(\frac{kL}{r}\right)_c^*$$

$$Rc = AtFy\left[1 - \frac{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}{2\left(\frac{kL}{r}\right)_c^{*2}}\right]Fr \Leftrightarrow \frac{kL}{r} \leq \left(\frac{kL}{r}\right)_c^*$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_c^* = \frac{6340}{\sqrt{Fy}}$$

Fr = 0.70

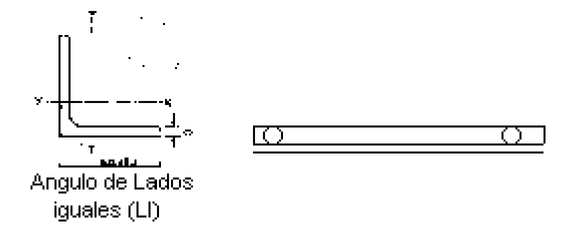
Nota: En todos los casos la relación de esbeltez a compresión (KL/r)max < 200

ESTADO LIMITE DE PANDEO POR FLEXOCOMPRESION

En miembros comprimidos con uno o ningún eje de simetría, tales como LI, LD, TR o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional: IE, IR, IS, secciones en cruz, puede ser necesario revisar los estados límite de pandeo por flexotorsión o torsión, cuyos procedimientos no están incluidos en estas normas:

Consultar : Vasili Ilich Vlasov: Secciones de pared delgada.

EJEMPLOS DE DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESION:



Obtener la resistencia nominal a compresión de una barra de armadura sujeta a compresión formada por dos LI 64 x 6, si su longitud es de 2.00 m y A-36.

A= 7.68 cm^2
rmin = 1.24 cm Fy = 2530 kg/cm^2 K = 1 (doblemente articulada)
Iz = 11.65cm^4

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1)(200)}{1.24} = 161.29 < 200$$ sigo con el cálculo

$$\frac{b}{t} = \frac{64}{6} = 10.67$$

sección tipo 3

$$\frac{640}{\sqrt{Fy}} = \frac{640}{\sqrt{2530}} = 12.72$$

10.16 < 12.72 $\therefore$ es sección tipo 3

- Edo. Límite de pandeo por flexión:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{Fy}} \Rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{2530}} \Rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_c = 126.04$$ menor que $$\frac{KL}{r} = 161.29$$ $\therefore$ es una

columna esbelta

$$Rc = \frac{20120000}{\left(\frac{KL}{r}\right)_{max}} AtFR$$ si FR = 0.85

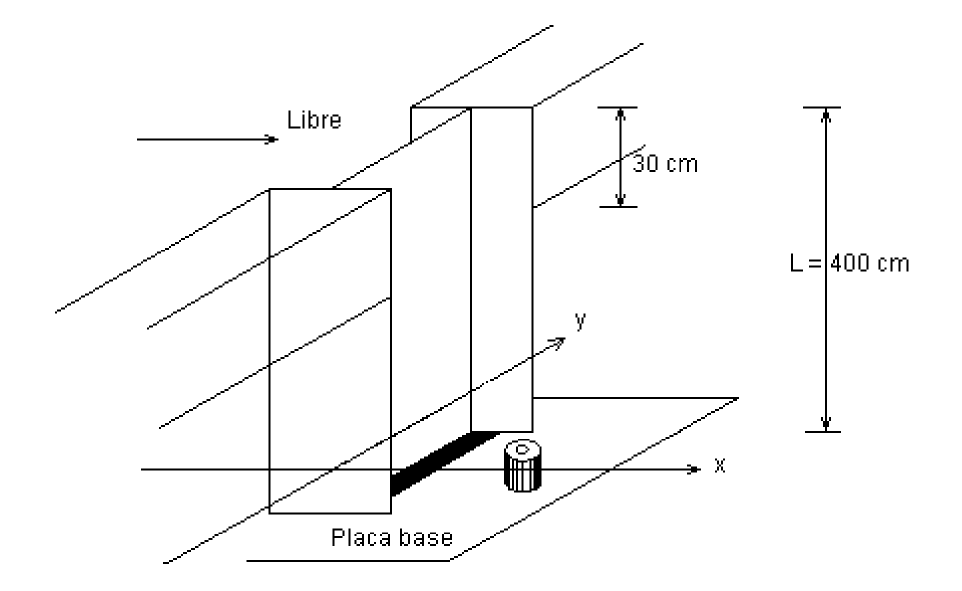
$$Rc = \frac{20120000}{(161.29)^2}(7.68)(0.85) \Rightarrow Rc = 5048.86$$ Kg resistencia del miembro

compresión

si nos hubiera salido tipo 4 habría que calcular Qa, Qs, etc.

- **Obtener la resistencia a compresión de una columna formada por un perfil IR 356 x 63.8, si se encuentra conectado como se muestra, A-36:**

A = 81.3 cm^2	tw = 0.78 cm	ry = 4.8 cm
bf = 20.3 cm	Ix = 17815 cm^4	rx = 14.8 cm
tf = 1.35 cm	Iy = 1881cm^4	



Los tornillos se diseñan a tensión máxima

Dirección X
Kx = 2.1

$$\frac{KxLx}{r_y} = \frac{(2.1)(400)}{4.8} = 175 \leq 200$$

Dirección Y
Ky = 0.8

$$\frac{KyLy}{r_x} = \frac{(0.8)(370)}{14.8} = 20 \leq 200 \quad \frac{KxLx}{r_y} = \left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$$

Tipo de sección:

- Patín

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{20.3}{2(1.35)} = 7.52$$ Límite $$S1 = \frac{830}{\sqrt{Fy}} = \frac{830}{\sqrt{2530}} = 16.50$$

como 7.52 < 16.50 $\therefore$ el patín es S1

- para el alma:

$$\frac{d}{tw} = \frac{34.7}{0.78} = 44.49$$ Límite para S1, S2, S3 $$\frac{2100}{\sqrt{Fy}} = \frac{2100}{\sqrt{2530}} = 41.77$$

como 44.49 > 41.77 $\therefore$ el alma es S4

En conclusión como el patín es S1 y el alma es S4 [illegible]rige S4 (por ser más desfavorable)

- Edo. Límite de pandeo local:

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_c^{*} = \frac{6340}{\sqrt{QFy}}$$

$$Q = QsQa$$

- Para el alma:

$$be = \frac{2730t}{\sqrt{F}}\left[1 - \frac{480}{\frac{b}{t}\sqrt{F}}\right] \leq b = 34.7$$

$$de = \frac{2730(0.78)}{\sqrt{2530}}\left[1 - \frac{480}{44.49\sqrt{2530}}\right] = 33.25 \Rightarrow 33.25 < 34.7$$

$$Qa = \frac{Ae}{At} = \frac{(d - de)tw}{dtw} = \frac{(34.7 - 33.25)(0.78)}{34.7(0.78)}0.042$$

$$\frac{Ae}{At} = \frac{At - \sum(d - de)tw}{At} = \frac{34.7(0.78) - (34.7 - 33.25)(0.78)}{34.7(0.78)} = 0.96$$

Para el patín:

$$\frac{830}{\sqrt{fy}} = 16.5 > 7.52 \Rightarrow Qs = 1.0$$

$$Q = 1x0.96$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_c^* < \left(\frac{kL}{r}\right)_{max}$$

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_c^* = \frac{6340}{\sqrt{0.96(2530)}} = 128.65 \therefore Rc = \frac{20120000}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} AtFr = \frac{20120000}{175^2}(81.3)(0.75) = 40.06ton$$

$$Rc = \frac{Fy}{\left[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}\right]^{1/n}} AtFrQ \leq FyAtFrQ$$

$$\lambda = \frac{kL}{r}\sqrt{\frac{Fy}{\pi^2 E}} = 175\sqrt{\frac{2530}{(3.11416)^2(2.039x10^6)}} = 1.96$$

$$n = 1.4$$

$$Rc = \frac{2530}{\left[1 + (1.96)^{2(1.4)} - 0.1512^{(1.4)}\right]^{1/1.4}}(81.3)(0.9)(0.96) = 41834.55kg$$

$$FyAtFrQ = 2530(81.3)(0.9)(0.96) = 177343kg$$

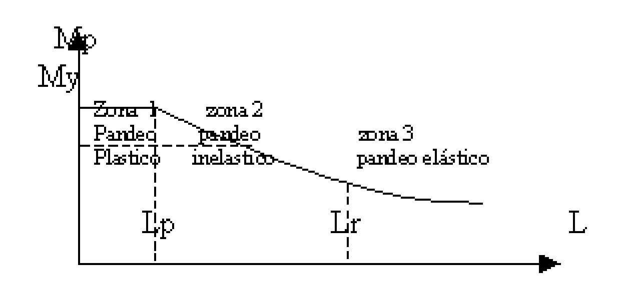
$$\therefore Rc = 40.06ton$$

MIEMBROS A FLEXION

Lo anterior es cierto solamente si la longitud "L" de la viga es menor a el valor "Lp" denominada longitud máxima no soportada lateralmente para la cual ocurre la plastificación de la sección, lo cual permite su rotación. A este comportamiento se le denomina pandeo plástico (L < Lp).

Si la longitud "L" de la viga es mayor que "Lp" pero menor que cierto valor "Lr" denominada longitud máxima no soportada lateralmente para la cual aún se presenta el pandeo lateral de la sección alcanzando el valor de fluencia en algunos de los puntos de la sección pero no en todos. A este comportamiento se le denomina pandeo inelástico (Lp < L < Lr).

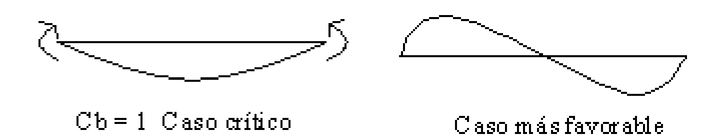
Si la longitud "L" de la viga es mayor que "Lr", la viga se pandeara lateralmente "arrugándose" el patín a compresión, y si su rigidez torsional es baja se producirá falla por flexotorsión. En este caso no se alcanza el valor de Fy en ningún punto debido a flexión, llamado pandeo elástico (L > Lr).



Los valores de Lp y Lr dependen de la sección transversal del miembro, del esfuerzo de fluencia del material empleado, así como de los esfuerzos residuales presentes en el miembro de tal forma que los valores de Lp y Lr están tabulados para cada sección en el AISC, mientras que en las NTC-Metálicas del RCDF – 87, se dan expresiones para calcularlas.

COEFICIENTES DE FLEXION:

En los casos en que el tramo no soportado lateralmente (tramo de diseño) se encuentra flexionado en curvatura doble, o bien en curvatura simple, pero los momentos en los extremos de dicho tramo son mayores que el de cualquier punto intermedio, se aplican coeficientes de flexión "c" para ajustar (amplificar) los valores resultantes del caso base (curvatura simple con momentos extremos menores que en cualquier punto intermedio)para obtener los momentos nominales que verdaderamente alcanzará la sección estudiada bajo el diagrama de flexión en tensión.



La razón de la amplificación de los valores de Mn* (base), se debe a que el caso base es el más crítico, mientras que cuando el tramo se flexiona en curvatura doble tenemos mayor restricción al pandeo.

Cb>1

Cb = 1 Caso crítico Caso más favorable

De acuerdo a las NTC- Metálicas

$$C = 0.6 + 0.4\frac{M_1}{M_2}$$ para curvatura simple

$$C = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$$ para curvatura doble

C = 1 cuando el momento en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es menor que M_2 y cuando el patín no esta soportado lateralmente de forma efectiva (en alguno de los extremos).

M_1 = momento menor de diseño en el tramo L (del extremo).
M_2 = momento mayor de diseño en el tramo L (del extremo).

DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXION

En el diseño de miembros a flexión deberán considerarse los estados límite de falla siguientes:

- Formación de mecanismos con articulaciones plásticas.
- Agotamiento de la resistencia a flexión en miembros que no admiten redistribución de momentos.
- Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
- Pandeo local del patín comprimido (S4).
- Pandeo local del alma por flexión (S4).
- Plastificación del alma por cortante.
- Pandeo local del alma.

- Pandeo lateral por flexotorsión.
- Flexión y fuerza cortante combinados.
- Otras formas de pandeo del alma.
- Fatiga.

Además deberán considerarse los estados límite de servicio por deformaciones y vibraciones excesivas.

RESISTENCIA DE DISEÑO EN FLEXION

La resistencia de diseño en flexión Mr de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica a continuación:

Miembros soportados lateralmente (L ≤ Lu)

Lu = Longitud no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico Mp, no se exige capacidad de rotación.

Para este caso en que el patín se encuentra soportado lateralmente de forma continua, o bien la distancia entre soportes laterales L < Lu es igual a:

- Para secciones 1 o 2:

Mr = FrZFy = FrMp
Fr = 0.9

Para secciones IE, IR, IS:

$$Lp = \frac{253000 + 155000\left(\frac{M_1}{M_p}\right)}{Fy} ry$$

Para secciones OR:

$$Lp = \frac{352000 + 211000\left(\frac{M_1}{M_p}\right)}{Fy} ry \leq \frac{211000}{fy} ry$$

Donde:

Mp = Momento plástico resistente de la sección .
M_1 = Menor de los momentos extremos en el tramo no soportado lateralmente.
ry = radio de giro de la sección con respecto del menor momento de inercia de la sección.
$M_1/Mp > 0$ si el tramo se flexiona en curvatura doble.
$M_1/Mp < 0$ si el tramo se flexiona en curvatura simple.

El patín comprimido debe soportarse lateralmente en todas sus secciones en que aparezcan articulaciones plásticas.

- Secciones tipo 3:

Mr = FrSFy = FrMy

Donde:

S = Módulo elástico de la sección
Fr = 0.9
My = Momento elástico de la sección (inicio de fluencia)

Para secciones IR, IS, IE, flexionada en torno a cualquier eje centroidal principal puede tomarse un valor de Mr comprendido entre FrMy calculado por interpolación lineal de acúerdo a los valores correspondientes a 830/√ Fy y 540/√ Fy de las relaciones ancho espesor de patines:

FrMp ⇒ 830/√ Fy
FrMy ⇒ 540/√ Fy

Si la flexión es en torno al eje de mayor momento de inercia se comprobará que la relación ancho / espesor del alma no excede de la correspondiente al valor calculado de Mr para la cual también se interpolará linealmente entre las relaciones: 8000/√ fy y 5000/√ fy correspondientes a FrMpy FrMy respectivamente.

No hay límites en la longitud L (no apoyada lateralmente) en seccione 1, 2, 3 o ensecciones OR, OS, OC o bien cuando la viga sea cual fuere su sección transversal, se flexiona alrededor de su eje de menor momento de inercia. Por lo tanto, en estos casos Mr se determina como:

Mr = FrMp ó Mr = FrMy

- Secciones tipo 4:

Cuando el alma como el patín comprimido son tipo 4 Mr se determina con los criterios de diseño de perfiles de pared delgada dobladas en frío.

Cuando las almas son tipo 1, 2 o3 y los patines tipo 4 se tendrán dos casos:

c.1) Si el patín comprimido esta formado por elementos planos no atiesados:

Mr = FrQsSFy = FrQsMy

c.2) Si el patín esta formado por elementos planos atiesados:

Mr = FrSeFy

Donde:

Se =Módulo de sección efectivo del elemento obtenido con el ancho efectivo "be" del elemento.

Miembros no soportados lateralmente L > Lu

La resistencia de diseño a flexión cuyo patín comprimido esta provisto de soportes laterales con separaciones mayores que Lu es:

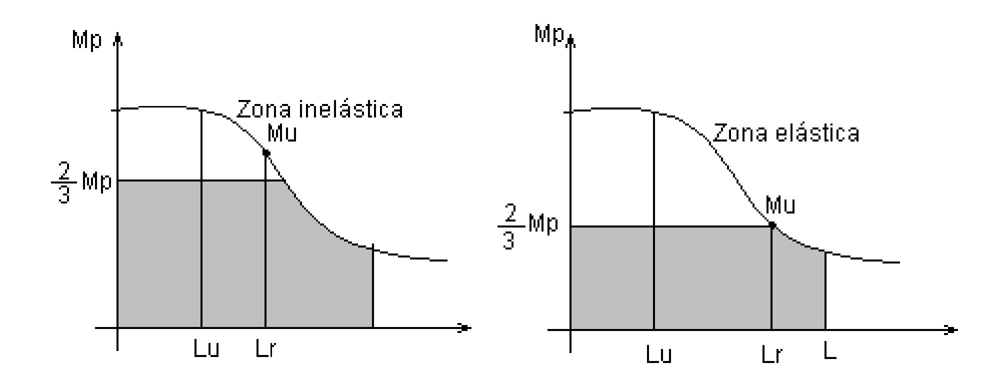
a. Para secciones 1 o 2 con dos ejes de simetría , flexionados alrededor del eje de mayor momento de inercia:

Si $\begin{cases} L \leq Lr \\ Mu > \frac{2}{3}Mp \Rightarrow Mr = 1.15FrMp\left[1 - \frac{0.28Mp}{Mu}\right] \leq FrMp \end{cases}$

Si $\begin{cases} L > Lr \\ Mu \leq \frac{2}{3}Mp \Rightarrow Mr = FrMu \end{cases}$

Mp = Momento plástico
Mu = Momento resistente nominal de la sección por pandeo elástico
Lr = Longitud que separa los intervalos de aplicación de las 2 ecuaciones anteriores

Mu = es ≠ al de diseño



Para vigas con secciones IE, IR, IS, laminadas o hechas con tres placas soldadas, el momento resistente nominal de la sección Mu cuando el pandeo lateral es en la zona elástica se determina como:

$$Mu = \frac{\pi}{CL}\sqrt{EIyGj + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 IyCa} = \frac{\pi E}{CL}\sqrt{Iy\left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 Ca\right]}$$

En secciones IE, IR, IS, laminadas o hechas con placas de dimensiones semejantes a las laminadas puede tomarse:

$$Mu = \frac{1}{C}\sqrt{Mc_1^2 + Mc_2^2}$$

donde:

$$Mc_1 = \frac{EAt}{\left(\frac{L}{ry}\right)} L / Ry$$

$$Mc_2 = \frac{4.7EAd}{(L / ry)^2}$$

En las ecuaciones anteriores:

Fr = 0.9
A = área total de la sección
d = peralte
Iy = momento de inercia mínimo de la sección
Ry = radio de giro
t = espedor del patín comprimido
L = longitud de la viga no soportada lateralmente del patín
J = Constante de torsión de Sant – Venant
Ca = alabeo por torsión
C = coeficiente de flexión
C = 0.6 + 0.40 M_1/M_2 para curvatura simple
C = 0.6 - 0.40 $M_1/M_2 \geq 0.40$ para curvatura doble
C = 1 cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2. Cuando el patín no esta soportado lateralmente efectivamente en uno de los extremos.
M_1 = menor momento en el tramo de diseño L
M_2 = mayor momento en el tramo de diseño L
Para secciones rectangular hueca (OR) Ca = 0

EXPRESIONES PARA CALCULAR LOS VALORES DE Lu Y Lr EN MIEMBROS DE SECCIONES IE, IR, IS.

- Para secciones S_1 o S_2 con dos ejes de simetría a flexión en torno a x . Miembros de sección IE, IR, IS:

$$Lu = \frac{\sqrt{2}\pi}{Xu}\sqrt{\frac{ECa}{GJ}}\sqrt{1+\sqrt{1+X_j^2}}\,[cm]$$

$$Lr = \frac{\sqrt{2}\pi}{Xr}\sqrt{\frac{ECa}{GJ}}\sqrt{1+\sqrt{1+X_r^2}}\,[cm]$$

$$E = 2.04x10^6\ kg/cm^2$$

$$G = 7.84x10^5\ kg/cm^2$$

$donde$:

$$Xu = 4.293C\frac{Zfy}{GJ}\sqrt{\frac{Ca}{Iy}} = 3.22Xr$$

$$Xr = 4/3C\frac{Zfy}{GJ}\sqrt{\frac{Ca}{Iy}}$$

Para estas mismas secciones o las hechas con placas soldadas de dimensiones semejantes a las laminadas se podrán emplear las expresiones simplificadas:

$$Lu = \frac{6.55}{Xu}\frac{dry}{t}\sqrt{1+\sqrt{1+X_j^2}}$$

$$Lr = \frac{6.55}{Xr}\frac{dry}{t}\sqrt{1+\sqrt{1+X_r^2}}$$

donde:

$$Xu = 7.7C\left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{Fy}{E} = 3.22Xr$$

$$Xr = 2.4C\left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{Fy}{E}$$

siendo:

t = espesor el patín a compresión
d = peralte total de la sección

Expresiones para el cálculo de Lu, Lr en secciones OR, OS, OC en S1 Y S2.

$$Lu = 0.91\frac{E}{CZFy}\sqrt{IyJ}$$

$$Lu = 2.92\frac{E}{CZFy}\sqrt{IyJ} = 3.22Lu$$

Ca = 0 Mu = es la misma expresión anterior

- Secciones S_3, S_4 con dos ejes de simetría y canales en los que esta impedida la rotación en torno al eje longitudinal (restringida a torsión). Flexionadas alrededor de su eje principal mayor.

Si $$\left\{Mu > \frac{2}{3}My \Rightarrow Mr = 1.15FrFy\left(1 - \frac{0.28My}{Mu}\right)\begin{cases} < FrMy \cdot si \cdot es \cdot S3 \\ < FrQMy \Rightarrow S4 \\ < FrSeFy \Rightarrow S4 \end{cases}\right.$$

Si $$\begin{cases} Mu \leq \frac{2}{3}My \Rightarrow Mr = FrMu \\ L > Lr \end{cases}$$

Donde:

Mu = momento resistente nominal en pandeo elástico obtenido por cualquiera de las ecuaciones dadas anteriormente:

- Para canales $Mc_2 = 0$
- Para OC Ca = 0

Lu, Lr se determinan con las expresiones dadas anteriormente pero al determinar Xu, Xr, Lu y Lr se cambiará Zx por Sx.

- Para determinar el Mu (el momento resistente nominal) en pandeo elástico para vigas formadas por miembros tipos canal (CE), se emplea la fórmula:

Mu = 1/c Mc_1

Siendo:

$$Mc_1 = \frac{EAt}{L/ry}$$

b.2) Para secciones S4 donde el alma es S4, patín S1, S2 y S3:

$$Mr' = Mr\left[1 - 0.0005\frac{Aa}{Ap}\left(\frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{Mr/0.95}}\right)\right]$$

donde:

Aa = Área del alma
Ap = área del patín comprimido
h = peralte del alma
t = grueso del alma
S = módulo de sección elástico respecto del patín comprimido (Ixp/C)

$$Mr = \left\{1.15FrMy\left(1 - \frac{0.28My}{Mu}\right)\right\} \leq FrMy$$

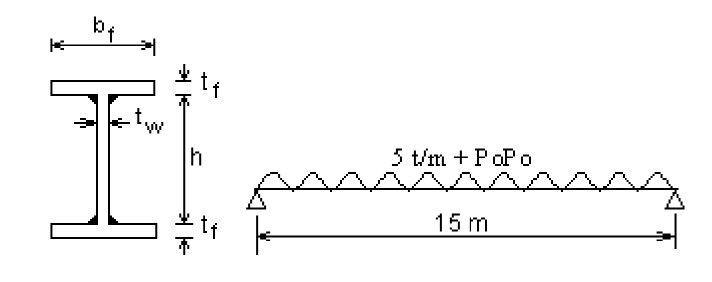
EJEMPLO:

- Obtenga el valor de Mr para la viga siguiente:

Viga para edificio de hospital $IS = \frac{406x16}{1118x8}$

PoPo = 171.7 kg/m A = 218.1 cm^2 Sx = 8816 cm^3 Zx = 9813 cm^3

r_y = 9 cm J = 125 cm^4



$$IS = \frac{b_f x t_f}{h x t_w}$$

Para el patín:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{406}{2(16)} = 12.69$$

$$\frac{830}{\sqrt{Fy}} = \frac{830}{\sqrt{2530}} = 16.5 \Rightarrow 16.2 > 12.69$$

$\therefore$ el patín es S3

Para el alma:

$$\frac{h}{tw} = \frac{1118}{8} = 139.75$$

$$\frac{3500}{\sqrt{Fy}} = \frac{3500}{\sqrt{2530}} = 69.58 < 139.75$$

$$\frac{5300}{\sqrt{Fy}} = \frac{5300}{\sqrt{2530}} = 105.17 < 139.75$$

$$\frac{8000}{\sqrt{Fy}} = \frac{8000}{\sqrt{2530}} = 159.04 > 139.75$$

$\therefore$ el alma es S3

La sección es S3

$$Xr = 2.4C\left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{Fy}{E}$$

$$Xu = 3.22Xr$$

$$M_D = \frac{(1.5)(5171.7)(15)^2}{8} = 218{,}181$$ kg-m

L = 15 m

Como no conocemos Ca utilizamos la fórmula simplificada

C = 1 d = 114.9 cm t = t_f =1.6 cm

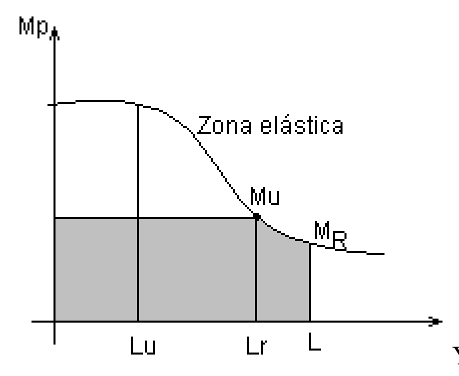
$$Lu = \frac{6.55}{Xu}\frac{dry}{t}\sqrt{1+\sqrt{1+X_j^2}}$$
$$Lr = \frac{6.55}{Xr}\frac{dry}{t}\sqrt{1+\sqrt{1+X_r^2}}$$

$$Xr = 2.4(1)\left(\frac{114.9}{1.6}\right)^2\left(\frac{2530}{2.039x10^6}\right) = 15.35$$
$$Xu = 3.22(15.35) = 49.43$$

$$Lu = \frac{6.5}{49.43}\frac{114.9(9)}{1.6}\sqrt{1+\sqrt{1+49.43^2}} = 608.25 = 6.08m$$
$$Lr = \frac{6.5}{15.35}\frac{114.9(9)}{1.6}\sqrt{1+\sqrt{1+15.35^2}} = 1116.26 = 11.16m$$

Lu = 6.08 m Lr = 11.16 m

L > Lu ∴ es un miembro no soportado lateralmente



Y además como L > Lr sabemos que falla en la zona de pandeo elástico

$$Mu = \frac{1}{C}\sqrt{Mc_1^2 + Mc_2^2}$$
$$Mc_1 = \frac{EAt}{\left(\frac{L}{ry}\right)} = \frac{2.04x10^6(218.1)(1.6)}{1500/9} = 4.27x10^6 kg/cm$$
$$Mc_2 = \frac{4.7EAd}{(L/ry)^2} = \frac{4.7(2.04x10^6)(218.1)(114.9)}{\left(\frac{1500}{9}\right)^2} = 8.65x10^6$$

$$Mu = \sqrt{4.27^2 + 8.65^2}x10^6 = 9.65x10^6 kg - cm$$

$$My = SxFy = 8816x2530 = 22x10^6$$

$$\frac{2}{3}My = 14.87x10^6$$

$$\frac{2}{3}My > Mu \Rightarrow Mr = FrMu$$

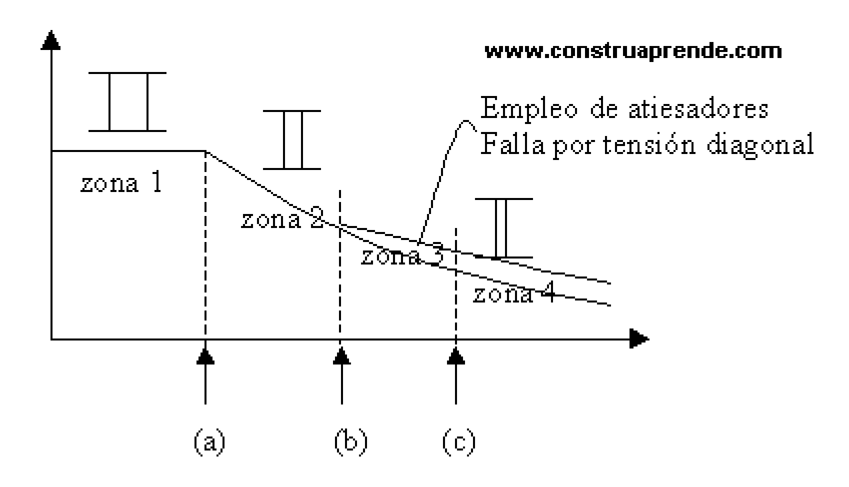
$$Mr = FrMu = 0.9(9.65x10^6) = 8.68x10^6 kg - cm = 86.8t - m$$

$M_D > M_R$

∴ La sección no es adecuada y debe aumentarse

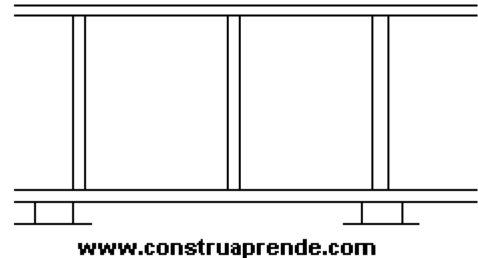
DISEÑO DE MIEMBROS A CORTANTE:

De acuerdo a la relación h/t del alma (s) de l miembro tenemos la siguiente gráfica que muestra la zona asociada al modo de falla del alma por cortante:



Zona 1. Endurecimiento por deformación .
Zona 2. Plastificación por cortante.
*Zona 3. Iniciación del pandeo del alma.
*Zona 4. Pandeo el alma.

- Si se emplean atiesadores para el alma la falla será por tensión diagonal solo en secciones IE, IR, IS o hechas con placas con una sola alma.



La resistencia al cortante V_R de una trabe o viga de eje recto y sección transversal constante IE, IR, IS, CE, PTR, es:

$V_R = VuF_R\, F_R = 0.9$

Vu = Resistencia nominal determinada como sigue:

Al evaluar Vu se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

- Zona 1 Si $\frac{h}{t} \leq 1400\sqrt{\frac{k}{Fy}} \Rightarrow Vu = 0.66FyAa$

Falla del alma en el intervalo de endurecimiento por deformación

- Zona 2 Si $1400\sqrt{\frac{k}{Fy}} < \frac{h}{t} \leq 1600\sqrt{\frac{k}{Fy}} \Rightarrow Vu = \frac{922\sqrt{Fyk}}{(h/t)}Aa$

Falla por plastificación del alma por cortante

- Zona3

  Si

$$1600\sqrt{\frac{k}{Fy}} < \frac{h}{t} \leq 2000\sqrt{\frac{k}{Fy}} \begin{cases} iniciacion pandeo delalma \\ Vu = \frac{922\sqrt{Fyk}}{(h/t)}Aa \\ tension diagonal \\ Vu = \left\{\frac{922\sqrt{Fyk}}{(h/t)}\left[1 - \frac{0.87}{\sqrt{1+(a/h)^2}} + \frac{0.5Fy}{\sqrt{1+(a/h)^2}}\right]\right\}Aa \end{cases}$$

- Zona 4 si $2000\sqrt{\frac{k}{Fy}} < \frac{h}{t}$

se consideran dos casos

- Estado límite de iniciación del pandeo del alma.

$$Vu = \frac{1845{,}000}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}Aa$$

- Estado límite de falla por tensión diagonal

$$Vu = \left[\frac{1845{,}000k}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \left(1 - \frac{0.87}{\sqrt{1+\left(\frac{a}{t}\right)^2}} \right) + \frac{0.5Fy}{\sqrt{1+\left(\frac{a}{t}\right)^2}} \right] Aa\,*$$

donde:

Aa = área de (las) alma(s) =ht ó dt
t = espesor del alma
h = peralte del alma
d = peralte total
a = separación entre atiesadores transversales

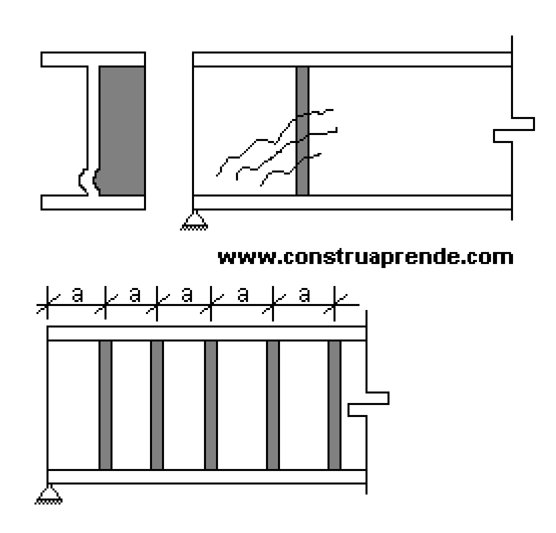
*Cuando la sección tiene una sola alma (secciones I laminadas o fabricadas con placas) y está reforzada con atiesadores transversales.

nota:

$k = 5.0 + 5.0/(a/h)^2$

$$k = 5.0 cuando \begin{cases} \frac{a}{h} > 3.0 \\ \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{\left(\frac{h}{t}\right)} \right)^2 \\ No \cdot se \cdot emplean \cdot atiesadores \end{cases}$$

En almas no atiesadas h/t ≤ 260



$$h/t \geq 1600\sqrt{\frac{k}{Fy}} \cdot \cdot A \cdot juicio$$

el colocar atiesadores

$$h/t > 2000\sqrt{\frac{k}{Fy}} \cdot Indispensable$$ colocar atiesadores

INTERACCION FLEXION - CORTANTE

Cuando se necesitan atiesadores transversales y el cociente V_D / M_D esta comprendido entre:

$$1.33\frac{Vr}{Mr} \geq \frac{V_D}{M_D} \geq 0.6\,\frac{V_R}{M_R}$$

Se deben satisfacer las tres condiciones siguientes:

$V_D \leq V_R$

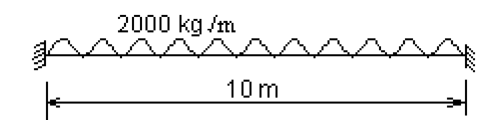
$M_D \leq M_R$

$$0.727\,\frac{M_D}{M_R} + 0.455\frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

donde:

V_R = Resistencia de diseño a cortante
M_R = Resistencia de diseño a flexión
V_D = Fuerza cortante de diseño
M_D = Momento flexionante de diseño

Ejemplo:
Determinar la resistencia a cortante de la siguiente viga A-36



F. C. = 1.4 IR = 406 x 53.7 h = 40.3 t_v = 0.75 h/t = 53.73

K = 5.0

$$M_D = 1.4\frac{wl^2}{12} = 23.33 \cdot Ton - m$$

$$V_D = 1.4\frac{wl}{2} = 14 \cdot Ton$$

$$V_N = 0.66FyAa = 50.47 \cdot Ton$$

$$V_R = 45.76$$

$$V_R > V_D$$

MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION

Se consideran miembros de eje recto y sección transversal constante con dos ejes de simetría.

Para fines de diseño con las NTC- metálicas se consideran los miembros flexocomprimidos pertenecientes a uno de los dos tipos de estructuras:

- **ESTRUCTURAS REGULARES**:

Formadas por marcos planos con o sin contraventeo vertical, con o sin muros estructurales: paralelos o casi paralelos ligados entre sí en todos sus entrepisos a través de sistemas de piso con resistencia y rigidez suficiente para hacer que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales debido al sismo o viento, o para proporcionar a la estructura, la rigidez suficiente para evitar el pandeo en conjunto bajo cargas verticales. Además todos los marcos deben ser simétricos y todas las columnas de un entrepiso deberán tener la misma altura aunque haya entrepiso con diferente altura

- **ESTRUCTURAS IRREGULARES:**

Cuando ocurre alguno de los siguientes casos:

- No esta formada por marcos planos.
- No están los muros paralelos entre sí.
- No forman dos sistemas de marcos perpendiculares entre sí.
- Los sistemas de piso no tienen la rigidez o resistencia suficiente para distribuir fuerzas laterales de manera uniforme.
- Cuando zonas importantes de los entrepisos están huecas.
- Cuando la geometría de los marcos difiere sustancialmente de unos a otros.
- Cuando algún entrepiso tiene columnas de distinta altura.

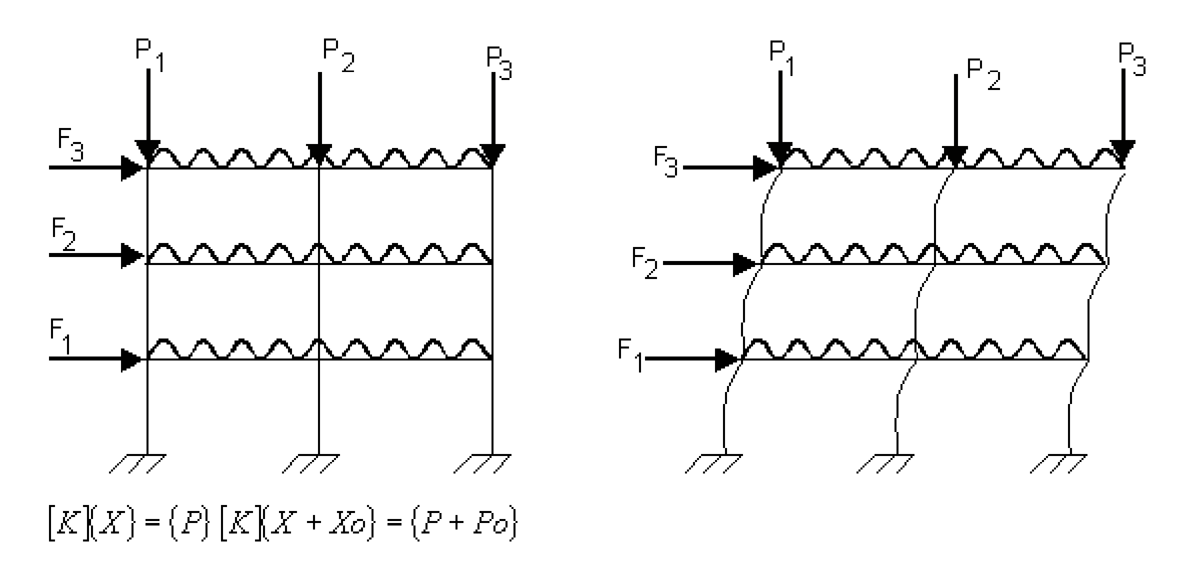
Una estructura puede ser regular en una dirección e irregular en otra.

Ejemplos de Estructuras:

REGULARES: Edificios de departamentos, oficinas.
IRREGULARES: Teatros, cines, plantas industriales, auditorios.

METODOS DE ANALISIS Y DISEÑO

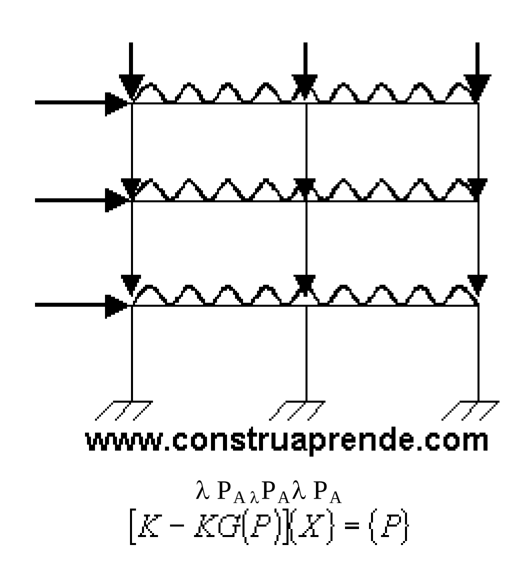
Los elementos mecánicos de diseño se pueden obtener con análisis de primer orden , basados en la geometría inicial de la estructura; o un análisis de segundo orden considerando al menos los incrementos de las fuerzas internas debidas a cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada.



$$[K]\{X\} = \{P\} \quad [K]\{X + Xo\} = \{P + Po\}$$

Xo = Desplazamiento inicial El análisis es interactivo

Cuando sean significativas las cargas axiales se considerará la interacción flexión – carga axial en las rigideces y cargas de sujeción.



$\lambda\ P_{A\,\lambda}P_{A}\lambda\ P_{A}$

$$[K - KG(P)]\{X\} = \{P\}$$

KG = Rigidez geométrica

En las NTC- se da un procedimiento aproximado para efectuar el análisis de segundo orden de estructuras regulares.

La dificultad de diseño esta en proporción inversa a la exactitud del análisis efectuado, ya que se consideran factores de amplificación que deberán calcularse aún si no se ha hecho el análisis respectivo.

- **ANALISIS DE PRIMER ORDEN**

Si las fuerzas normales y momentos se obtienen por un análisis de primer orden , los momentos de diseño se determinarán como:

$$Mu_o = Mt_1 + B_2 Mtp \rightarrow (a)$$
$$Mu_o^* = B_1 Mt_1 + B2Mtp \rightarrow (b)$$

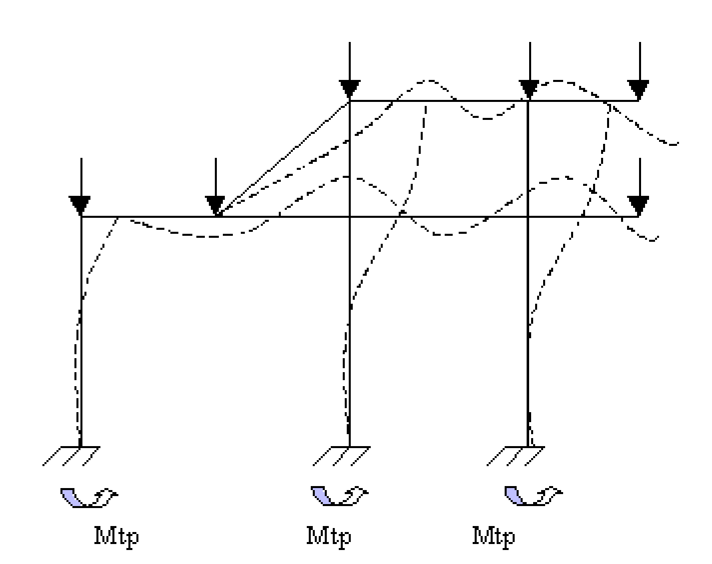
En (a) Mt_1 es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna.
En (b) Mt_1 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos.
En (a) y (b) Mt_1 es producto por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales

apreciables (cargas verticales, CM, CV)

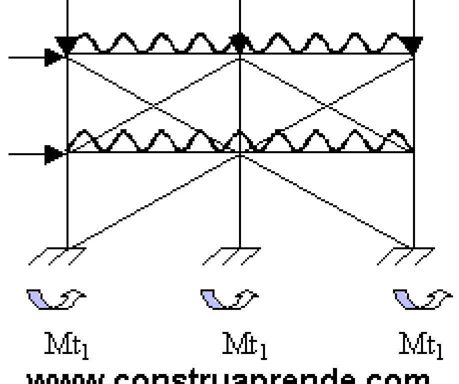
En (a) Mtp es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna.
En (b) Mtp es uno de los momentos que actúa en los dos extremos
En (a) y (b) Mtp es considerado por cargas que si producen desplazamientos laterales apreciables (sismo, viento).
En (b) el término B_2 Mtp se calcula en los dos extremos de la columna y M* es el mayor de los valores.

M_{UO} = Es el momento amplificado de diseño por extremo de columna.
$M_{UO}*$ = Es el momento amplificado máximo de diseño de columna.

En general los momentos Mt_1 son producidos por cargas verticales y los Mtp por cargas laterales. Aunque las verticales pueden ocasionar Mtp significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas.



En marcos de estructuras regulares con muros de cortante y contraventeos desaparece el término B_2Mtp de las ecuaciones (a) y (b) y los momentos Mt_1 será la suma de los producidos por las cargas verticales y horizontales.



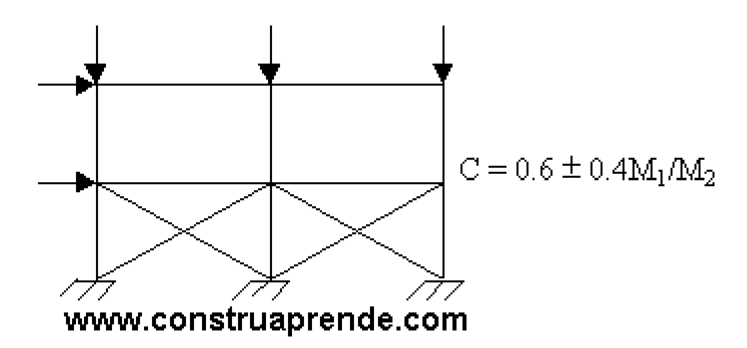
B_1 y B_2 son los factores de amplificación de los momentos calculados como:

$$B1 = \frac{C}{1 - \frac{Pu}{FrP_E}} \geq 1$$

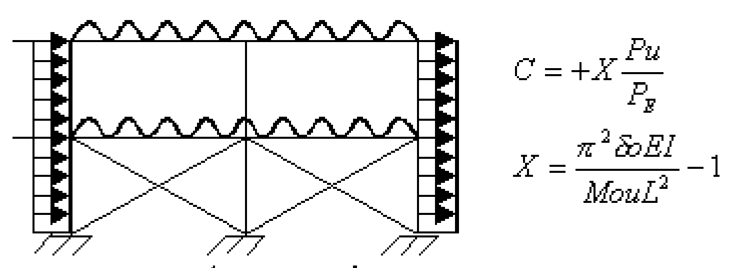
$$B2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{Fr\left(\sum P_E\right)}} = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu\Delta o_H}{Fr\left(\sum H\right)L}}$$

donde:

- Para miembros flexocomprimidos con marcos con o sin contraventeos sin cargas transversales intermedias:



- Para miembros flexocomprimidos que forman marcos con o sin contraventeos con cargas transversales intermedias independientemente de que haya momentos en sus extremos.



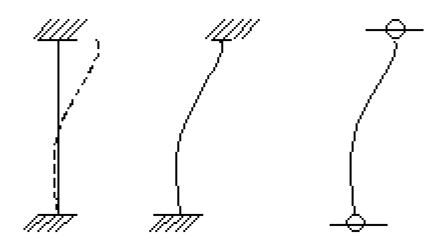
$$C = +X\frac{Pu}{P_E}$$

$$X = \frac{\pi^2 \delta o EI}{MouL^2} - 1$$

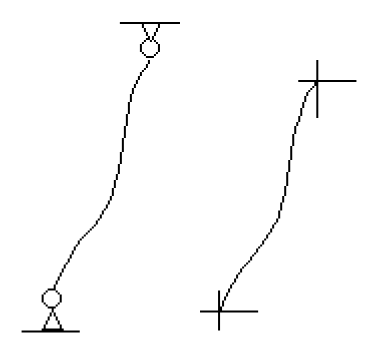
siendo:
δ o = Deflexión lateral máxima.
Mou = Momento máximo entre apoyos debido a cargas transversales y a los momentos extremos cuando los haya.

En lugar de la fórmula anterior se puede usar:

C = 0.85 para extremos restringidos angularmente.



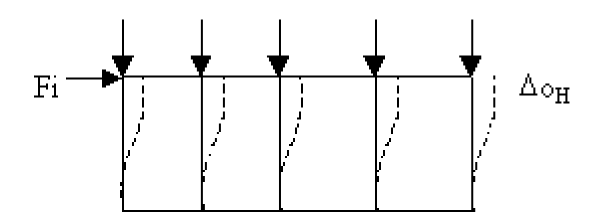
C =1 si no están restringidos angularmente:



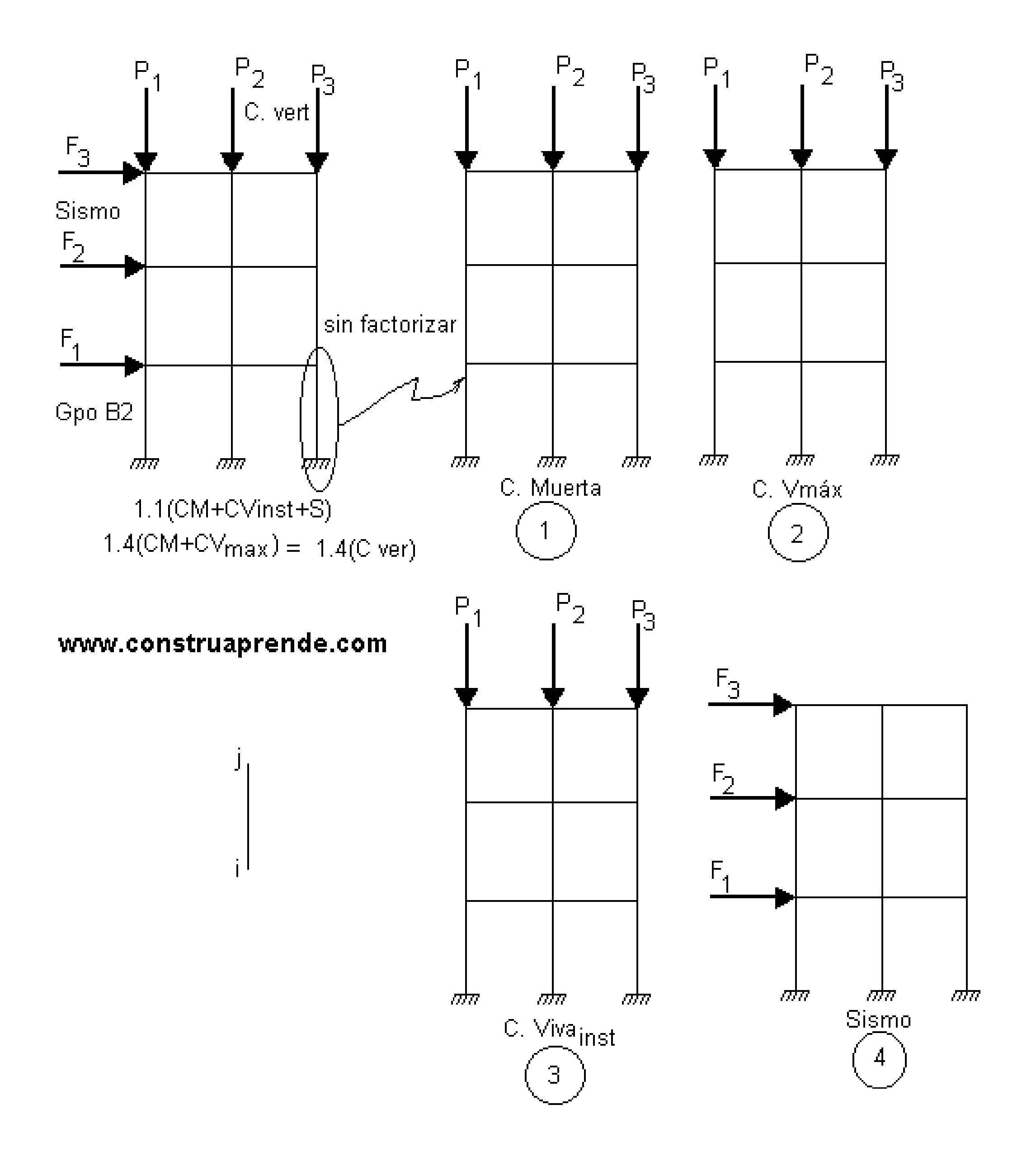
$$P_E = \frac{\pi^2 E A t}{(kL/r)^2}$$

donde:

L = longitud no soportada lateralmente en el plano de flexión
r = radio de giro correspondiente
k = factor de longitud efectiva
*para B1 se calcula P_E con K para extremos sin desplazamiento lateral $k \leq 1$
*para B2 se calcula P_E con K para extremos con desplazamiento lateral $k \geq 1$
$\Sigma P_{E} =$ suma de cargas de Euler de todas las columnas de entrepiso correspondiente (en la dirección de análisis).
Σ Pu = suma de cargas axiales de diseño de todas las columnas del entrepiso en cuestión.



Fi Δo_H
$\Delta o_{H =}$ desplazamiento lateral relativo de los niveles que limitan el entrepiso considerado en la dirección del análisis y debido a las fuerzas de diseño.
Σ H = suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que actúan arriba del entrepiso considerado (cortante sísmico de entrepiso)
L = altura de entrepiso



			C.C.	C.C.
Mj	1.4Mj1+1.4Mj2	1.1Mj1+1.1Mj3+1.1Mj4	1.4(Mj1+Mj2)	0
Mi	1.4Mi1+1.4Mi2	1.1Mi1+1.1Mi3+1.1Mi4	1.4(Mi1+Mi2)	0
			Mti	Mtp

Carga común = C.C. Carga accidental = C.A.

C.A.	C.A
1.1(Mj1+Mj3)	1.1Mj4
1.1(Mi1+Mi3)	1.1Mi4
Mti	Mtp

$\frac{\Delta i}{Hi} \leq 0.08 \frac{Vi}{Wi} \Rightarrow \Delta i > 0.08 \frac{Vi}{Wi} H$ con desplazamiento apreciable

- **ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN**

Si las fuerzas axiales y momentos se obtienen a través de un análisis de segundo orden considerando los efectos antes indicados , los momentos de diseño se determinan como:

$$Muo = Mtl + Mtp \rightarrow (a)$$
$$Muo^* = B1(mti + Mto) \rightarrow (b)$$

En este caso PE se obtiene considerando k ≤ 1 (sin desplazamiento lateral)
Los términos tienen el mismo significado que en el caso de análisis de primer orden.
B1 = coeficiente que considera la interacción flexión normal
B2 = coeficiente que considera los efectos de 2° orden
Los términos de (a) y (b) tienen el mismo significado que en el análisis de 1er orden.

DETERMINACION DE CARGAS ESTATICAS

Las cargas críticas de estructuras regulares pueden determinarse empleando métodos racionales que consideran la plastificación parcial de la estructura que suele procede a la falla por pandeo. Pueden emplearse métodos basados en el cálculo de k.

Se puede suponer como carga crítica de un entrepiso:

Si $Pcr \leq \frac{\sum Py}{2} \quad , \quad Pcr = Fr \frac{RL}{1.2}$

Si $Pcr > \frac{\sum Py}{2} \quad , \quad Pcr = Fr \sum Py \left[1 - \frac{0.3 \sum Py}{Rl} \right]$

Donde:

Pcr = carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso
Σ Py = Σ AtFy
Fr = 0.9
R = rigidez de entrepiso determinada mediante un análisis de primer orden
L = altura del entrepiso

- **ESTRUCTURAS IRREGULARES**

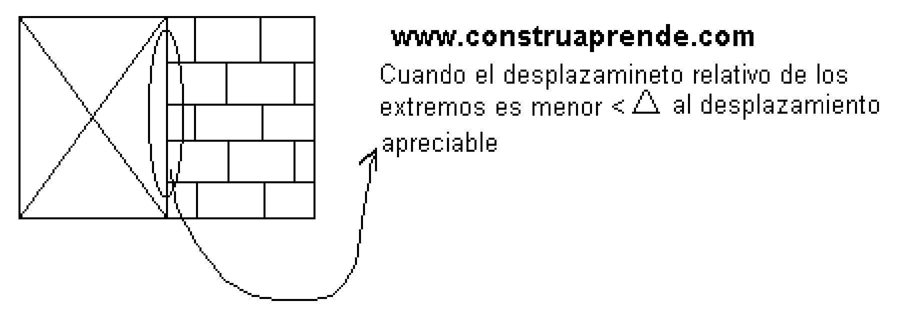
- Análisis de primer orden:

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen a través de un análisis convencional , los momentos de diseño se obtendrán como:

$$Muo = B_1(Mti + Mtp) \rightarrow (a)$$
$$Muo^* = B_1(Mti + Mtp) \rightarrow (b)$$

En (a) Mti y Mtp son los momentos debidos a cargas que no producen desplazamientos y la segunda debida a que si producen desplazamientos laterales apreciables.

Los valores de C solo se aplican a columnas que forman parte de marcos contraventeados adecuadamente, en caso contrario C = 0.85



Para el cálculo de K se tendrá encuenta si la columna contraventeada se utiliza sin desplazamiento y si es mayor se utiliza el nomograma con desplazamientos laterales.

- Análisis de 2 ° orden

Cuando las cargas axiales y momentos flexionantes se obtienen con un análisis de 2 ° orden los momentos amplificados se obtendrán como:

$$Muo = B1(Mti + Mtp)$$

$$Muo^* = B1(Mti + Mtp)$$

Con el significado inicialmente dado, salvo que ahora:

$C = 0.6 \pm 04 \frac{Mi}{M2}$ P_E se determina con $k \leq 1.0$

En el diseño de miembros a flexocompresión deberán considerarse los siguientes estados límites de falla:

- Pandeo de conjunto de entrepiso por carga vertical.
- Pandeo individual de una o más columnas bajo carga vertical.
- Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
- Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas; por inestabilidad o porque se acabe la resistencia de alguna de las secciones extremas.
  Pandeo local.

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES:

Revisión de secciones extremas:

- Secciones tipo 1 y 2:

En cada uno de los extremos de la columna se deberá satisfacer:

$$\left(\frac{Muox}{Mpex}\right)^{\alpha} + \left(\frac{Muoy}{Mpey}\right)^{\alpha} \leq 1.0$$

donde:

Muox = momento amplificado de diseño en torno al eje x.
Muoy = momento amplificado de diseño en torno al eje y.
Mpex = momento resistente de la sección flexionada en torno a x considerando a P
Mpey = momento resistente de la sección flexionada en torno a y considerando a P

Para secciones IR, IE, IS:

$$Mpex = 1.18FrMpx\left(1 - \frac{Pu}{FrPy}\right) \leq FrMpx \rightarrow (1)$$

$$Mpey = 1.67FrMpy\left(1 - \frac{Pu}{FrPy}\right) \leq FrMpy \rightarrow (2)$$

Para sección OR cuadrada: Mpex = Mpey se determina con (1)

SECCION	**COEFICIENTE α**
IR, IS	$1.6 - [P/2Ln(p)]$
OR cuadrada	$1.7 - [P/2Ln(p)]$
Otras	1.0

Donde :
Pu = fuerza axial de diseño
Ln(*) = logaritmo natural de *
Mpx = momento plástico.
Py = carga elástica de plastificación.
F_R = 0.90
Mpx = Zx Fy
Mpy = Zy Fy
Py = At Fy
P = Pu/FrPy

- Para secciones tipo 3 y 4:

En cada uno de los extremos de columna deberá satisfacerse la condición:

$$\frac{Pu}{FrPy} + \frac{Muox}{Mrx} + \frac{Muoy}{Mry} \leq 1$$

Siendo Mrx y Mry las resistencias a flexión para secciones 3 y 4 (según corresponda) para miembros soportados lateralmente.

***REVISION DE COLUMNA COMPLETA:**

- Secciónes tipo 1 y 2:

Se deberá cumplir:

$$\left(\frac{Muox*}{Mucx}\right)^{\beta} + \left(\frac{Muoy*}{Mucy}\right)^{\beta} \leq 1.0$$

donde:

Mucx y Mucy Son los momentos resistentes de la columna flexionada en cada una de las secciones de los ejes ante la presencia de carga axial.

$$Mucx = Mm\left(1 - \frac{Pu}{Rc}\right) \rightarrow Mm = FrMpx$$
$$Mucy = FrMpy\left(1 - \frac{Pu}{Rc}\right)$$

El pandeo β se determina como:

Secciones	β
IR, IS, IE	$\beta = 0.4 + P + \frac{B}{D} \geq 1 \quad si \quad \frac{B}{D} \geq 0.3$ $\beta = 1 \quad si \quad \frac{B}{D} < 0.3$
OR cuadrada	$\beta = 1.3 + \frac{1000P}{(L/r)^2} \geq 1.4$
Otras	$\beta = 1.0$

donde:

B = ancho de los patines
P = peralte total de la sección

NOTA: Muox* y Muoy* son los momentos máximos de diseño para la columna alrededor de los ejes x y y respectivamente, aunque no se presenten en el mismo extremo de la columna.

Mm = momento resistente a flexión de la columna en torno al eje x,. Calculado para flexión simple o bien calculado como (para secciones IE, IR, IS):

$$Mm = Fr\left[1.07 - \frac{(L/ry)\sqrt{Fy}}{26500}\right]Mpx \leq FrMpx$$

Calculada con las ecuaciones correspondientes según sea soportada lateralmente o no.

- Secciones tipo 3 y 4:

Deberá aplicarse la condición:

$$\frac{Pu}{Rc} + \frac{Muox*}{Mrx} + \frac{Muoy*}{Mry} \leq 1.0$$

siendo:

Mrx y Mry las resistencias a flexión simple en torno a los ejes x y y respectivamente, de acuerdo a su longitud no soportada lateralmente.

- **DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS IRREGULARES**

En todos los casos deberán revisarse las secciones extremas y la columna completa , incluyendo efectos de segundo orden.

- Revisión de secciones extremas:

- Secciones 1 y 2 deberá satisfacer:

$$\frac{Pu}{FrPy} + \frac{0.85Muox}{FrMpx} + \frac{0.6Muox}{FrMpy} \leq 1.0$$

- Secciones tipo 3 y 4 deberá cumplirse:

$$\frac{Pu}{FrPy} + \frac{Muox}{Mrx} + \frac{Muoy}{Mry} \leq 1$$

- REVISION DE LA COLUMNA COMPLETA

- Secciones 1 y 2 deberá cumplirse:

$$\frac{Pu}{Rc} + \frac{Muox*}{Mrx} + \frac{Muoy*}{MpyFr} \leq 1.0$$

- Secciones 3 y 4 deberá cumplirse:

$$\frac{Pu}{Rc}+\frac{Muox*}{Mrx}+\frac{Muoy*}{Mry}\leq 1.0$$

Rc = resistencia a compresion de la columna

- **DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXOTENSION:**

Para miembros de eje recto y sección transversal constante con dos ejes de simetría sujeta simultáneamente a tensión y flexión (flexotensión), deberá satisfacer la condición siguiente:

$$\frac{Pu}{Rt}+\frac{Muox}{Mrx}+\frac{Muoy}{Mry}\leq 1.0$$

Rt = resistencia a tensión

CONEXIONES SOLDADAS

La practica de la soldadura data de hace miles de años , se sabe que en la antigua Grecia se lograba la unión de piezas metálicas a través del calor y golpes (forja) para obtener piezas compuestas con cierta resistencia mecánica.

Se define a la soldadura como un proceso del cual se realiza la unión de partes metálicas mediante calentamiento para alcanzar un estado plástico con o sin el aporte de un material adicional de refuerzo.

VENTAJAS DE LA SOLDADURA

- El empleo de conexiones soldadas en vez de atornilladas o remachadas permite un ahorro de material (hasta de un 15%).
- La soldadura requiere menos trabajo y por lo tanto menos personal que la colocación de remaches o tornillos (un soldador puede reemplazar una cuadrilla de remachadores).
- La soldadura permite una gran variedad de conexiones, cosa que no se puede con remaches o tornillos.
- Las conexiones soldadas son más rígidas que las demás, lo cual permite una verdadera continuidad en la transmisión de elementos mecánicos entre miembros.
- Debido a la mayor resistencia del metal de aportación las conexiones soldadas permiten una gran resistencia a la fatiga.
- Las estructuras soldadas pueden repararse muy fácilmente a diferencia del resto.
- Las conexiones soldadas han permitido la construcción de estructuras soldadas y "limpias".
- Las conexiones soldadas permiten ajustes de proyecto más fácilmente que en otro tipo de conexiones.
- El trabajo de soldadura es silencioso comparado con el remachado.
- Hay un ahorro considerable en el cálculo, detallado y montaje de las estructuras.

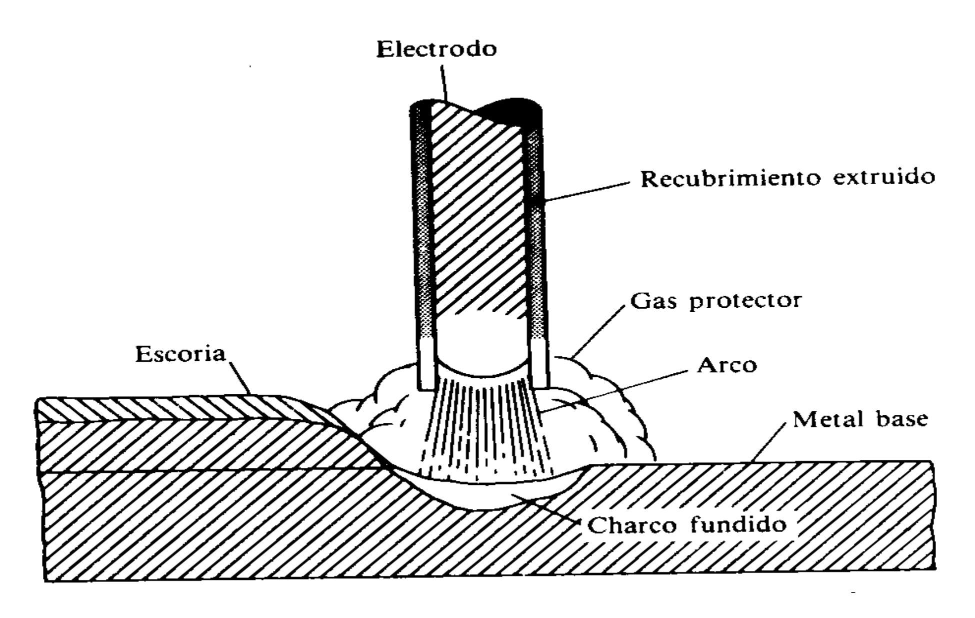
DESVENTAJAS

- Las conexiones rígidas puede n no ser óptimas en el diseño .
- La revisión de las conexiones soldadas no es muy sencillo con respecto al resto.
- La creencia de la baja resistencia a la fatiga en conexiones soldadas (no se permite aún en algunos puentes ferroviarios U.S.A).

El arco eléctrico se forma al polarizar el metal base negativamente y el electrodo positivamente, al acercar el electrodo se forma el arco eléctrico localizado en las zonas más próximas donde el metal base alcanza temperaturas de 3000 a 6000°Cque derriten también el acero del electrodo debido al campo electromagnético formado, el metal de aporte es forzado a depositarse en el metal base, por lo que es posible realizar soldaduras contra la gravedad a su vez el recubrimiento del electrodo formado por minerales inertes (rutilo) se funde y alcanza la superficie del material líquido que al enfriarse forma una costra protectora de la soldadura mientras se enfría, el gas que se desprende del arco es parte debido al recubrimiento que forma una barrera protectora al depósito del metal para evitar que se mezcle con aire (hidrógeno) y quede porosa la soldadura.

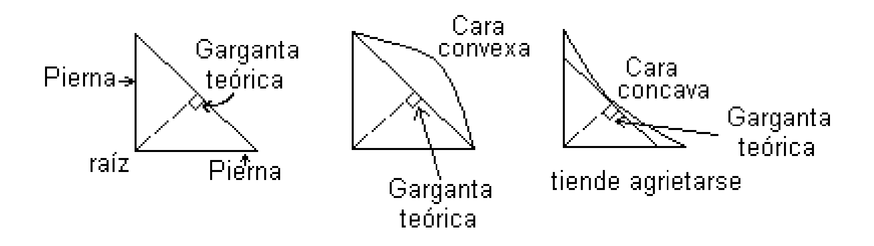
Una vez enfriado el cordón, es necesario retirar la "cáscara", para revisar o bien para aplicar un siguiente cordón.





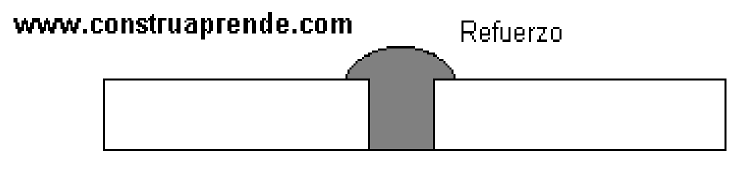
CLASIFICACION DE LA SOLDADURA

POR SU TIPO:

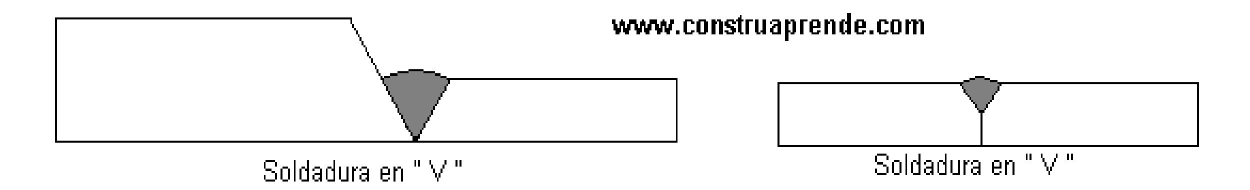


- FILETE: el cordón está formado en su sección transversal por un ángulo diedro

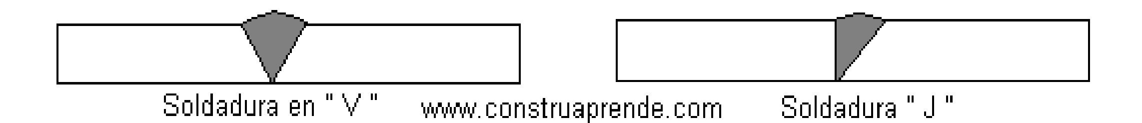
  Este tipo de soldadura sirve para unir dos piezas no alineadas entre sí; y por ser este caso muy común en la conexión de miembros estructurales, se emplea en el 80 % de los casos.



- SOLDADURAS DE PENETRACION (RANURA): Se obtienen depositando metal de aportación entre los bordes de dos placas que pueden estar alineadas en el mismo plano.



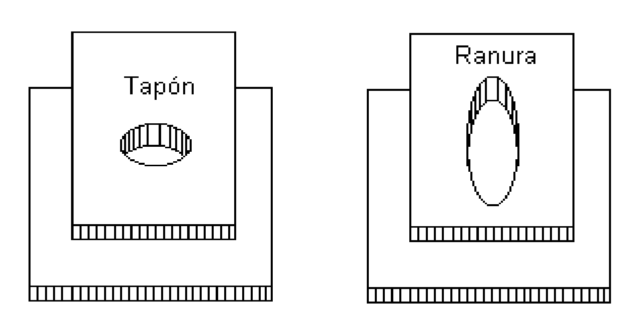
- PENETRACION PARCIAL: cuando la soldadura no penetra totalmente las placas, o cuando una placa es más delgada que la otra.

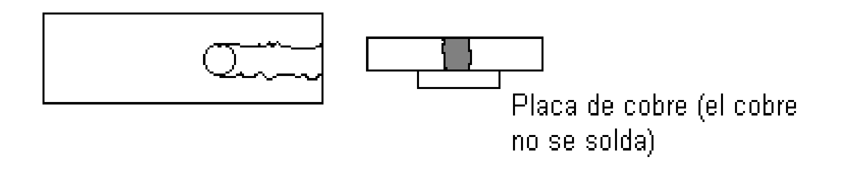


- PENETRACION COMPLETA: cuando la soldadura atraviesa todo el espesor de las placas (iguales).

  Esta soldadura se prefiere cuando las placas o elementos planos deben quedar en el mismo plano.
  Son aproximadamente el 15 % de las estructuras metálicas.

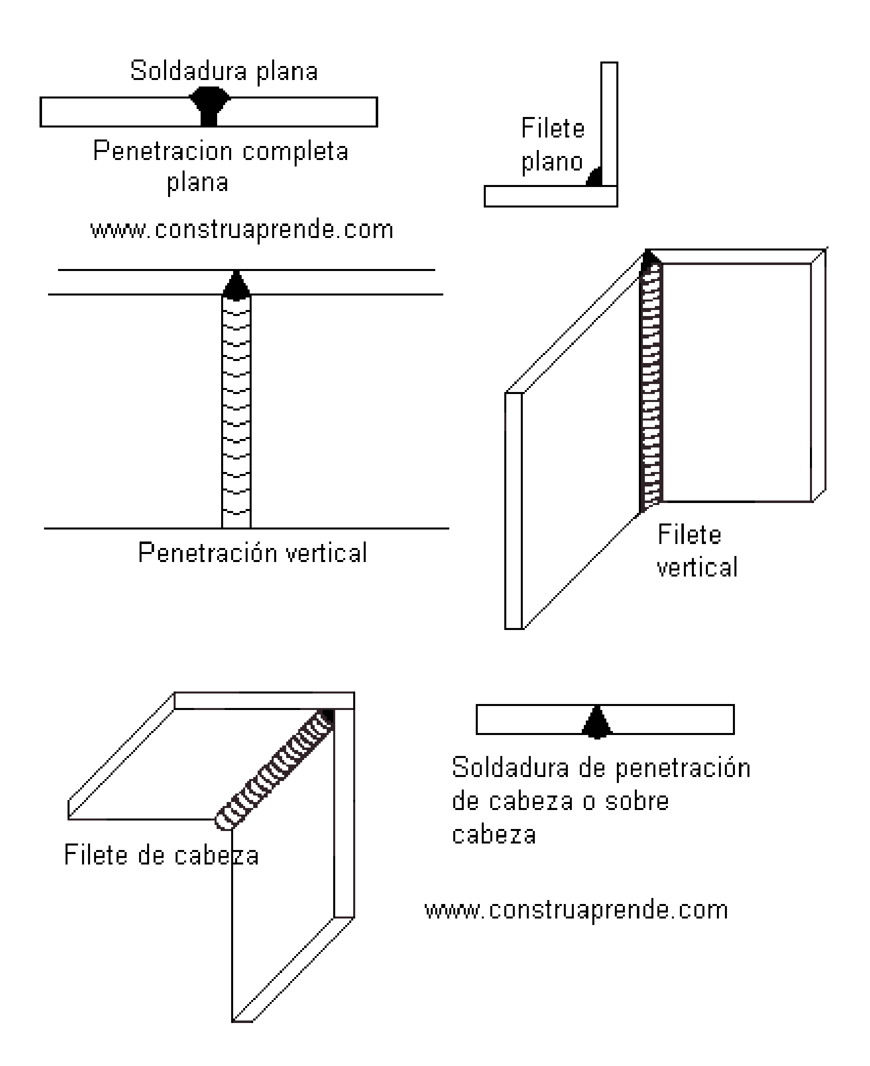
- SOLDADURAS DE TAPON Y RANURA: se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo con metal de aportación un agujero circular (tapón) o alargado (ranura) hecho en una de ellas y teniendo como fondo la otra placa.



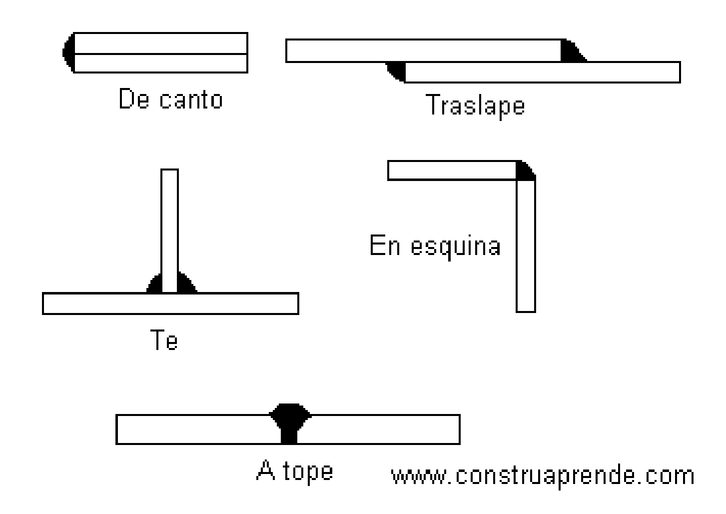


Se emplean cuando la longitud de filete no es suficiente para proporcionar toda la resistencia de la conexión. Forman aproximadamente el 5 % de las estructuras metálicas.

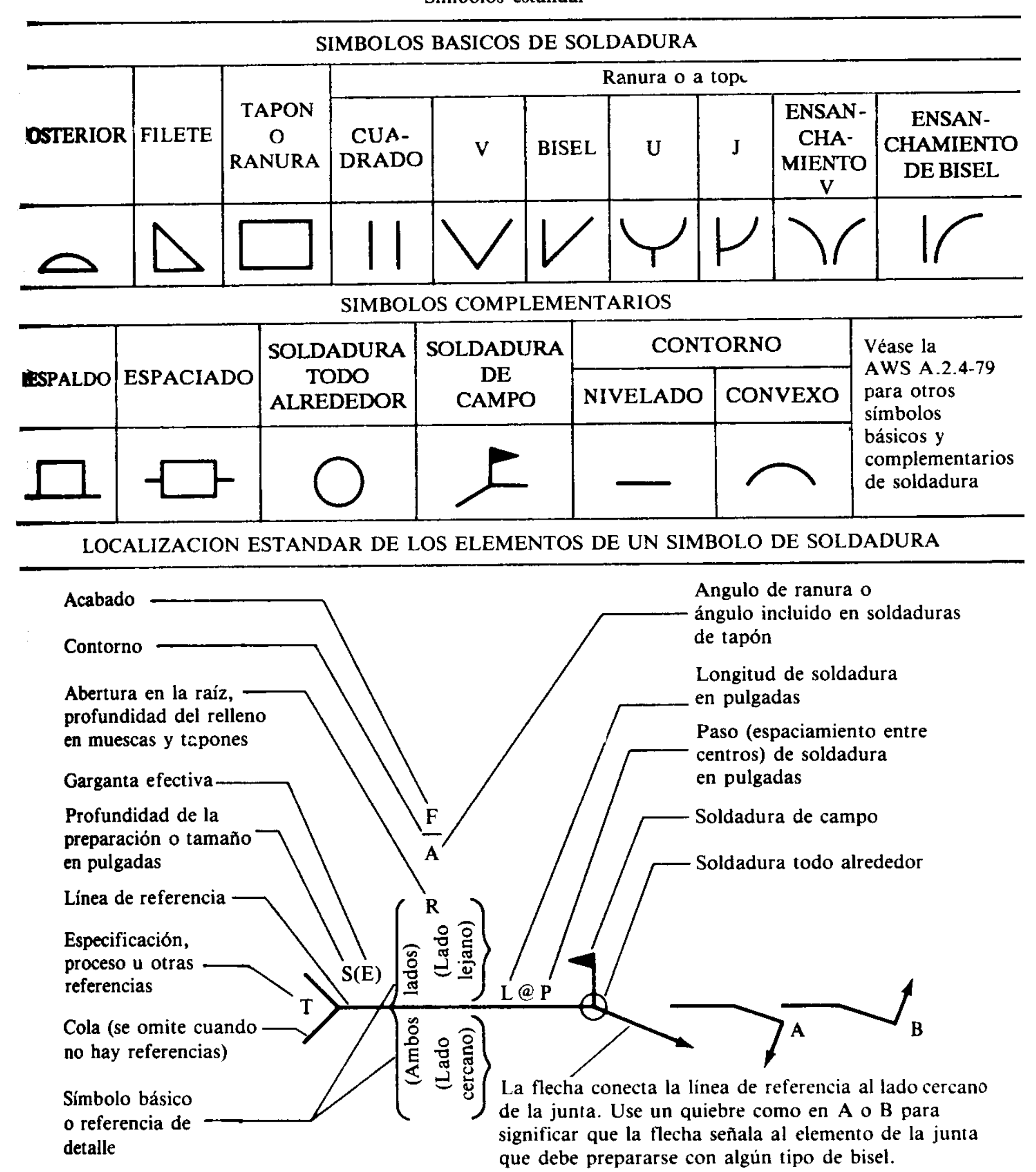
- *CLASIFICACION POR SU POSICION:*



- *CLASIFICACION POR ENSAMBLE*



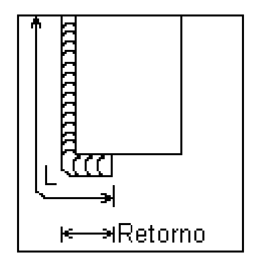
SIMBOLOGIA PARA UNIONES SOLDADAS AWS



DIMENSIONES EFECTIVAS DE SOLDADURAS

- El área efectiva de las soldaduras de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por la garganta efectiva.
- El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o ranura, medida en el plano de falla.
- La longitud efectiva de una soldadura a tope entre 2 piezas es el ancho de la pieza más angosta, aún en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.
- La longitud efectiva de una soldadura de filete es la longitud total del filete incluyendo retornos. Si el filete esta en un agujero circular o ranura la longitud será la del eje del cordón trazado por

el centro del plano de la garganta, pero el área efectiva no será mayor que el área nominal del agujero o ranura medida en el plano de falla.



RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURAS

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los siguientes resultados:

$$R_S = F_R F_{MB}$$
$$R_S = F_R F_S$$

donde:
F_{MB} = resistencia nominal del metal base
F_S = resistencia nominal del metal de aporte (electrodo)

Tabla 5.2.3
Las soldaduras utilizadas en estructuras deberán resistir gran número de repeticiones de carga durante su vida útil, y se diseñaran tomando en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

Resistencia De Diseño

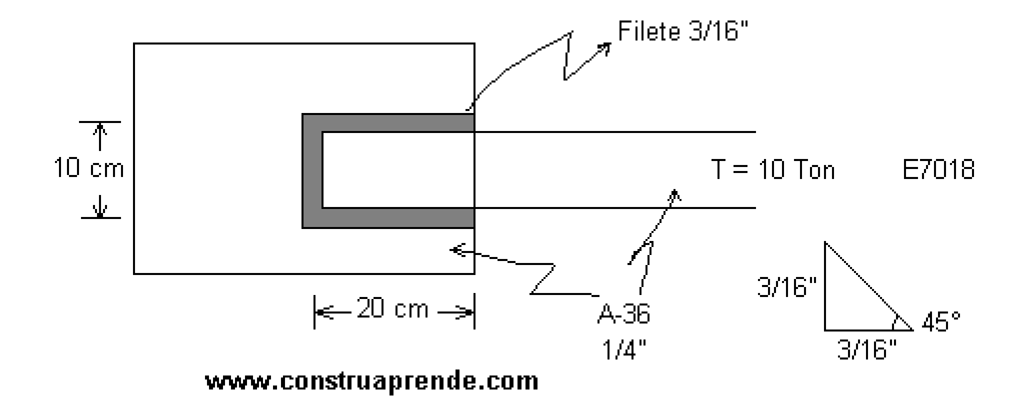
Tipo de soldadura	Material	F_R	F_{MB} o F_S	Nivel de resistencia requerido
Soldadura tipo filete				
Filete transversal	Metal base*	-----	------	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la compatible con el metal base

Filete longitudinal	Electrodo	0.75	0.6 F_{EXX}	El diseño del metal base queda regido de acuerdo al caso particular, que está sufriendo de acuerdo a las NTC
Normal en el área efectiva	Metal base	0.90	Fy	
Soldadura de penetración completa				
Tensión en el área efectiva	Metal base	0.90	Fy	Debe usarse soldadura compatible con el metal base (E60, E70)
Compresion en el área efectiva	Metal base	0.90	Fy	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la soldadura compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Metal base	0.90	Fy	
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base Electrodo	0.90 0.80	0.60 Fu 0.60F_{EXX}	
Soldadura de penetración parcial				

Tensión en el área efectiva	Metal base Electrodo	0.90 0.80	Fy 0.60 F_{EXX}	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor a la del electrodo compatible al metal base
Compresion en el área efectiva	Metal base	0.90	Fy	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Metal base	0.90	Fy	* De acuerdo a la conexión que soporte el material se diseñara de acuerdo a las NTC
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base* Electrodo	0.75	0.60 F_{EXX}	
Soldadura de tapón o ranura				
Cortante paralelo a las superficies de falla en área efectiva	Metal base* Electrodo	0.75	0.60 F_{EXX}	Puede usarse soldadura con resistencia igual o menor que el del electrodo compatible con el metal base

Consultar en las NTC-Metálicas (Mexico) las tablas 5.2.7 y tabla 5.2.3

Calcular la resistencia de la siguiente soldadura



Garganta efectiva = 0.34 cm
Longitud efectiva = 50 cm
Area efectiva = 17 cm^2

$R_S = F_R F_S \Rightarrow R_S = 0.75 * 0.60 F_{EXX} \Rightarrow R_S = 0.75 * 0.6 * 4900 \Rightarrow R_S = 2205$ kg/cm^2

$R_S = 2205 * 17 \Rightarrow R_S = 37485$ kg

$F_D = 1.4 * 10000 \Rightarrow F_D = 141000$ kg

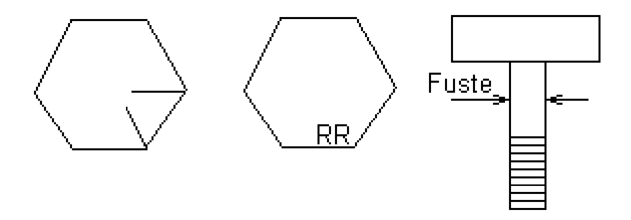
TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Los tornillos deben satisfacer alguna de las siguientes normas ASTM-325 o ASTM-490.
Todos los tornillos A-325 o A-490 deben apretarse hasta que haya en ellos una tensión mayor o igual a la siguiente tabla.

Toneladas (métricas)

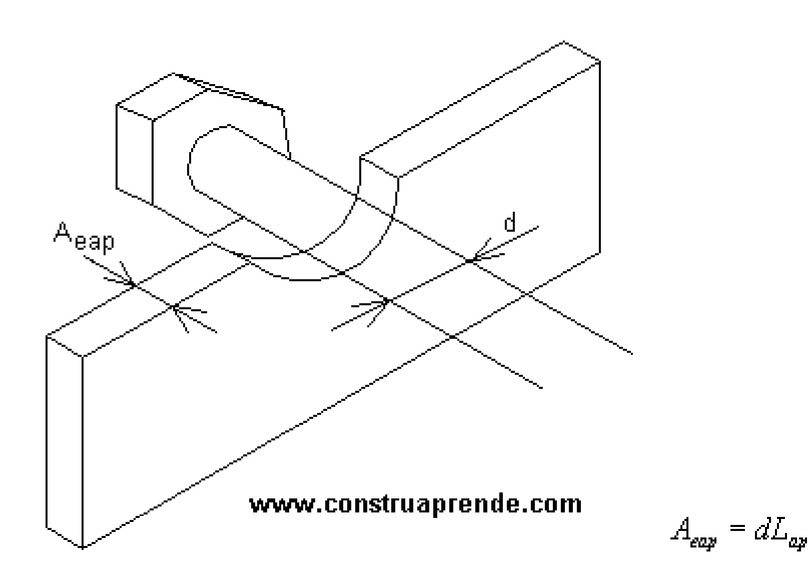
∅ tornillo	A-325	A-440
½	5.4	6.8
5/8	8.6	10.9
¾	12.7	15.9
7/8	17.7	22.2
1	23.1	29.0
1 1/8	25.4	36.3
1 ¼	32.2	46.3
1 3/8	38.6	54.9

El fuste es el que da la medida.



Tanto la tuerca como el tornillo deben ser de alta resistencia, para que sirva la conexión.
El apriete puede realizarse utilizando medidores de tensión o usando llaves calibradas.

* Area efectiva al aplastamiento de tornillos es igual a: (A_{eap})



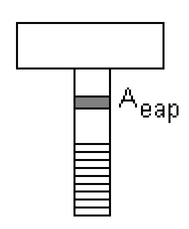
$$A_{eap} = dL_{ap}$$

donde:
d = diámetro del fuste.
Lap = longitud de aplastamiento (grueso de la placa donde se aloja).

* **Resistencia de diseño de tornillos (R_T).**

$$R_T = F_R A_f Rn$$

donde:
F_R = factor de resistencia.
Af = área transversal nominal del fuerte.



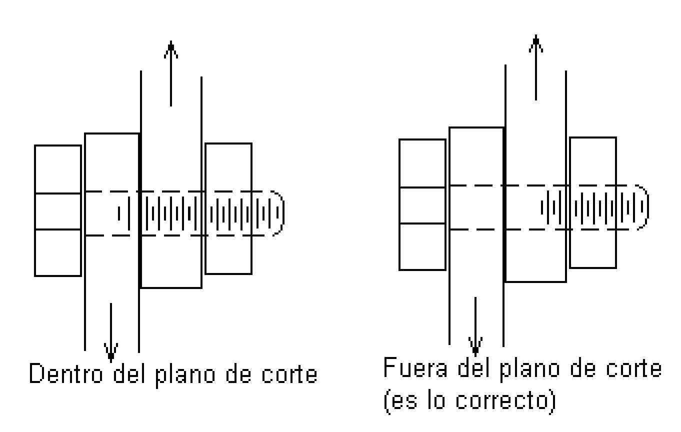
Los factores de resistencia y las resistencias nominales se dan en la siguiente tabla.

Los tornillos que trabajan en tensión directa, se dimensionaran de manera que su resistencia requerida promedio, calculada con el diámetro nominal y sin considerar tensiones producidas en el apriete, no excedan la resistencia de diseño. La fuerza aplicada en el tornillo será igual a la suma de las provocadas por las fuerzas externas factorizadas más las tensiones producidas por la sección de palanca debido a la

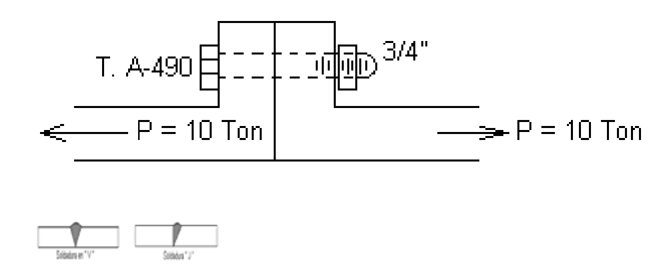
deformación de las partes conectadas.

Elementos de unión	Resistencia a la tensión		Resistencia a cortante	
	F_R	Rn (kg/cm^2)	F_R	Rn (kg/cm^2)
T. A-307	0.75	3160[1]	0.6	1900[2,3]
T. A-325 rosca dentro del plano de corte	0.75	6330	0.65	3800[3]
T. A-325 rosca fuera del plano de corte	0.75	6330	0.65	8060[3]
T. A-490 rosca dentro del plano de corte	0.75	7900	0.65	4750[3]
T. A-490 rosca fuera del plano de corte	0.75	7900	0.65	6330[3]

- Carga elástica únicamente.
- Se permite que la rosca esté en el plano de corte.
- Cuando para unir miembros en tensión se emplean conexiones por aplastamiento con tornillos colocados en una longitud medida paralelamente en dirección de la fuerza > de 125 cm los valores se reducen en un 20 %.



Determine la resistencia de la conexión siguiente:

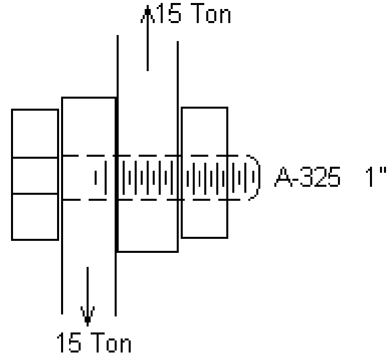


A tensión

$F_R = 0.75$
Rn = 7900 kg/cm^2 R_T = 16,886.25 kg/cm^2
Af = 2.85 cm^2 Pu = 1.4 * 1000 Pu = 14000 kg
$R_T > Pu \therefore$ se acepta

Apriete de 15.9 ton.

Determine la resistencia de la conexión siguiente:



Af = 5.07 cm^2 F_R = 0.65 Rn = 3800 kg/cm^2

$$R_T = F_R Af Rn \Rightarrow R_T = (0.65)(5.07)(3860)$$
$$R_T = 12555.9 \cdot Kg \Rightarrow R_T = 12.52 \cdot Ton$$

$$Pu = 1.4 * 15 \Rightarrow Pu = 21 \cdot Ton$$

$R_T < Pu$ $\therefore$ consideraremos un tornillo que quede la cuerda fuera del plano de corte
$$R_T = (0.65)(5.07)(5060) \Rightarrow R_T = 16.68 \cdot Ton$$
$$R_T < Pu$$

Mejor despejamos el área necesaria

$21000 < (0.65)(Af)(5060) \Rightarrow Af > 6.38$ cm^2 esta área casi equivale a un tornillo de 1 1/8"

Af = 6.42 cm^2 Rn = 5060 kg/cm^2 F_R = 0.65
$$R_T = (065)(6.42)(5060) \Rightarrow R_T = 21.11 \cdot Ton$$
$R_T > Pu \cdot \therefore$ se acepta este tornillo